

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHES CIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour L'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED GUELLAL COMMUNE
D'AIONUN ELASSAFIR (W.BATNA)**

Présenté par :

M^r: KHEDDOUMA SOUFIANE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. HASSANE	M.C.B	Président
M^{me} A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^r A. HADJ SADOK	M.C.B	Examinateur
M^r R. REKROUK	M.A.B	Examinateur
M^r M. BACHIR CHERIF	M.A.B	Examinateur
M^r M. K.MIHOUBI	M.C.A	Promoteur

Juin-2013

DEDICACES

A ma mère qui été pour mon corps mieux qu'un cœur ;

A mon cher père qui a sacrifié son temps pour nous ;

A mes frères : Tarek; Mustapha ; Farouk et Abderraouf ;

A l'âme de mon ami Zozo ;

A toute ma grande famille Keddouma et Nouar;

A mon alter-ego;

Et à tous mes amis :

*Adel, Ahcen, Akram, Azzou, Badis, Bob, Brahim, Chihab, David,
Ghezala, Haffa, Ilyes, Kaddouri, Khaled, Khelifa, Mahdi, Malek, Nadir,
Nassim, Ramzi, Salah, Taki, Toutou,*

K\Soufiane

REMERCIEMENTS

Tout travail réussi dans la vie nécessite en premier lieu la bénédiction de Dieu, et ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes. Je tiens donc à remercier et à adresser ma reconnaissance à toute personne qui m'a aidé de loin ou de près afin de réaliser l'un de mes rêves...

Tout d'abord, je tiens à remercier très vivement mon promoteur de thèse, Mr Mihoubi, pour ses qualités humaines et scientifiques. Je ne pourrai jamais oublier sa gentillesse, sa générosité, son esprit de recherche et ses commentaires efficaces.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des enseignants et tout le personnel de l'E.N.S.H qui ont contribué à ma formation.

• Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.

K\Soufiane

ملخص :

قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة على مستوى واد قلال (ولاية باتنة) من أجل إنشاء حاجز مائي, الذي يعمل على توفير المياه بهدف سقي حوالي 40 هكتار من الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب , الجيولوجية , الهيدرولوجية , الطبوغرافية , قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته, أما فيما يتعلق بعملية الإنشاء قمنا بإعطاء شرح كامل يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résume :

Dans ce modeste travail, nous avons fait une étude complète sur Oued Guellal (Wilaya de Batna) pour réaliser une retenue collinaire, afin de nous donner la possibilité d'irriguer 40 ha des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adéquate, puis implanté la digue et vérifié sa stabilité.

Pour la réalisation nous avons donné une explication complète contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

In this modest dissertation, we have made a complete study on Oued Guellal (Batna) to establish a small dam which provides the possibility of irrigating 40 ha of the neighbouring agricultural fields.

After a precise and complete study of the various stages including geology, hydrology and topography, we have chosen the adopted alternative, established the dam and checked its stability. Concerning the realization of the small dam, we gave an explanation for the various stages of calculation that concerns the study.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE	
Introduction :	2
I.1. Situation géographique du site :	2
I .2. Documentation topographique:.....	4
I .3.choix du site du barrage:	4
I.4.caractéristiques morphologiques :.....	4
I.5. Conclusion :	5
II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	
Introduction :	6
II.1. ETUDE GEOLOGIQUE :	6
II.2.Etude et reconnaissances réalisées sur le site :	7
II.3.Géologie de la région :.....	7
II.4.Sismicité da la région :	8
II.5.Lithologie de la cuvette :	10
II.5.1.Hydrogéologie de la cuvette :.....	10
II.6.Analyse lithologique de la zone d’emprise de la digue :	10
II.6.1.Analyse hydrogéologique de la zone d’emprise de la digue :.....	11
II.7.Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :	11
II.8.Matériaux de construction du la retenue collinaire :	12
II.8.1. Matériaux d’étanchéité :	12
II.8.2. Matériaux de recharge :	12
II.8.3. Matériaux Filtres, drains et transitions :	12
II.8.4. Matériaux pour Rip-rap :	12
II.9. ETUDE GEOTECHNIQUE :	12
II.9.1.Prospection géotechnique de terrain :	13
II.9.2.Prospection géotecnique de la boratoire	13
II.9.3 : Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation :	14
CONCLUSION :.....	18
III : ETUDE HYDROLOGIQUE	
Introduction	20
III-1-Le bassin versant :	20
III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant :	20
III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :.....	20
III.2.Les précipitations maximales journalières :	28
III.2.1 Choix de la loi d’ajustement :.....	29
III.2.3 La pluie de courtes durées :.....	37

III.3 Etudes des apports :.....	40
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :.....	40
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :.....	40
III.3.3 Coefficient de variation :.....	40
III.4. Irrégularité des apports :.....	41
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports:.....	41
III.5. Etude des crues :.....	41
III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:	41
III.5.2. Hydrogramme de crue :	43
III.5.3.Estimation de la crue de projet:.....	44
III.5.4.Aport solide et l'estimation de volume mort:.....	45
III.5.5 Formules empiriques :.....	45
III.5.6.Calcul du volume mort :	46
III.6.Régularisation des débits :.....	46
III.6.1) Courbes caractéristiques de la retenue :	47
III.6.2.Répartition des besoins :.....	48
III.6.3. Calcul du volume utile :	49
III.7.Laminage des crues :.....	50
Conclusion :.....	56
IV : ETUDE DE VARIANTES	
IV.1.Généralités :	57
IV.2. Le choix du site du barrage :	57
IV.3. Le choix du type de barrage :.....	57
IV.4. Les variantes à choisir :.....	58
IV.4.1 .Barrage en terre Homogène :	58
IV.4.2 Barrage à zones :	58
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:.....	58
IV.5.pentes des talus :	58
IV.5.1. Etude comparative :.....	59
IV .6.Estimation du coût des variantes :.....	60
Conclusion.....	61
V : ETUDE DÉTAILLE DE LA VARIANTE CHOISIE	
V.1 :Conception de la digue:.....	62
V.3 Définition de profil général de la retenue :.....	63
V.3.1 Hauteur de barrage :	63
V.3.2 La largeur en crête :.....	64
V.3.3 La longueur en crête :	65

V.3.4 les bermes	65
V.3.5 Pentes des talus :.....	65
V.3.6 Protection de la Crête :	66
V-3.7. Protection des talus :	66
V.4. Drainages :.....	69
V.5. la Clé d'étanchéité :	71
V.6. Etude des infiltrations :.....	71
V.6.1. Ligne de saturation :	71
V.6.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :	73
V.5.3.Calcul des filtres :.....	74
V.7. Calcul de stabilité :	77
V.7.1.Généralités sur l'étude de stabilité des barrages:.....	77
V.7.2. Stabilité des talus :.....	78
V.7.3.PROCEDES DE FONDEEV DE DERTMINATION DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUES	79
V.7.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :.....	80
V.7.5. Classement des forces :	81
V.7.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	82

VI : ETUDE DÉTAILLÉ DE L'EVACUATEUR DE CRUE

VI.1. Introduction:.....	84
VI.1.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue :.....	84
VI.1.2) Choix de la variante :	84
VI.1.3) Évacuateur des crues :.....	85
VI.2. Dimensionnement hydraulique :	85
VI.2.1. Canal d'aménée :	85
VI.2.2.Déversoir :.....	86
VI.2.3) Chenal d'écoulement :	87
VI.2.4) Calcul du convergent :	88
VI.2.5) Le coursier :	88
VI.2.6) Dissipateur d'énergie :	91
VI.2.7- Canal de restitution :.....	93
VI.3. Conception de l'évacuateur de crues :	94
VI.3.1. Hauteur des murs bajoyers :	94
VI.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :	95
VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :.....	95

VI.4.1) Calcul du débit de vidange :.....	95
VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :.....	96
VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau :.....	97
conclusion.....	98

VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	99
VII.1.1. Installations destinées au personnel.....	99
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	99
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	99
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	100
VII.1.5. les moyens de chantier.....	100
VII.2. Le devis estimatif :.....	100
VII.3. Planification.....	101
VII.3.1. Définition :.....	101
VII.3.2. Techniques de la planification.....	102
VII.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M.....	103
VII.3.4. les plannings :.....	104
VII.4. délai de construction et programme des travaux.....	105
VII.4.1. Symboles des différentes opérations.....	106
VII.5. Détermination des chemins critiques.....	108
VII.6. Technologie des principaux travaux :.....	110
VII.6.1. Exécution des voies d'accès :.....	110
VII.6.2. Exécution des travaux de terrassement.....	110
 CONCLUSION GENERAL :	 111

Liste des Tableaux :

Tableau III.1. Calcul des surfaces cumulées.	21
Tableau III.2 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.	23
Tableau III.3 : Températures Moyennes annuelles(°C) à Batna	26
Tableau III.4 Evaporation Moyenne Mensuelle	26
Tableau III.7 : Humidité moyenne mensuelle à Batna	27
Tableau III.8 : Précipitations Moyennes Mensuelles [mm]	28
Tableau III.9 : Caractéristiques de la série avec N=35 ans	29
Tableau III.10 : résultat de l'ajustement a la loi de Gauss	30
Tableau III.11 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :	31
Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	33
Tableau III.13 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :	33
Tableau III.14 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	35
Tableau III.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :	36
Tableau III.16 : les précipitations des différentes fréquences.	38
Tableau III.17. Intensité pour les différentes fréquences.	38
Tableau III.18: l'Apport moyenne interannuelle.	40
Tableau III 19 : Caractéristiques de l'écoulement	41
Tableau(III.20): récapitulatif des Cv	41
Tableau (III.21): les apports fréquents	42
Tableau (III.22): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	42
Tableau III.23: Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour.....	43
Tableau III.24: Débits fréquents pour la construction l'hydrogramme de crue.	44
Tableau (III.25) Répartition mensuelle des besoins.....	49
Tableau III.26 : Données initiales	54
Tableau III.27 : 1 ^{ère} étape de calcul.	54
Tableau III.28 : 2 ^{ème} étape de calcul.....	54
Tableau III.29 : 3 ^{ème} étape de calcul.....	55
Tableau III.30 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	56
Tableau III.31: les différents paramètres hydrologiques.....	57
Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	59

Tableau IV.02: Etudes des coûts des variantes étudiées.	60
Tableau. V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation(D'après le V.volkov, 1986).....	63
Tableau V.02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête	65
Tableau V.03: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	66
Tableau V.04: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	67
Tableau V.05: Résultats de calcul	68
Tableau V.05 : coordonnées du parabole de Kozeny.	73
Tableau V.06: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	78
Tableau V.07: Détermination des rayons des cercles de glissement	79
Tableau V.08: Résultat de cas étudié.	79
Tableau V.09: Caractéristique géotechnique.....	80
Tableau V.10: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	82
Tableau VI.01 : coordonnées de profil de Greager.	86
Tableau VI.02: Calcul de la ligne d'eau.....	90
Tableau VII.1 : devis estimatif.....	95
Tableau VII.02 : symboles des opérations	106
Tableau VII.03 : Détermination des chemins critiques.....	108
Tableau VII.04 : programme des travaux pour la réalisation du retenue Guellal	109

Liste des Figures :

Figure I. 01 : localisation du site de la future retenue collinaire sur OUED GUELLAL.....	3
Figure I.02 : Extrait de la carte d'état majeure TAZOULT	4
Figure I.03 : Vue en plan du site de la future retenue collinaire sur OUED GUELLAL.....	4
Figure II.01 : Extrait de carte géologique de la région d'étude –Echelle 1/500.000.....	6
Figure III.1 courbe hypsométrique.....	21
Figure III.2 : Hypsométrie du bassin versant sur oued guellal.....	22
Figure III.3 Réseau hydrographique du bassin versant. Classification Choum.	23
Figure III.4 : Répartition moyenne mensuelle des températures	26
Figure III.5 :Evaporation Moyenne Mensuelle	27
Figure III.6 : Humidité moyenne mensuelle à Batna	28
Figure III.7 : L'ajustement avec loi de Gauss	31
Figure III.8 : l'ajustement suivant la loi de Gumbel.	34
Figure III.9 : l'ajustement suivant la loi de Galton.	36
Figure III.10 : Comparaison graphique entre deux lois d'ajustement(Galton et Gumbel)	37
Figure III.11 : Courbe des pluies de courte durée	39
Figure III.12 : Courbe (Intensité-Durée-Fréquences)	40
Figure III.13 : Hydrogramme des crues pour différentes période de retour.....	44
Figure III.14 : courbe capacité -Hauteur et surface -Hauteur.	48
Figure III.15: courbe volumétrique.	48
Figure III.16 Courbes $H=f(Q,q)$	55
Figure III.17 Courbes $V=f(Q,q)$	55
Figure VI.1 : schéma du profil du seuil déversant (Greager).....	87
Figure VI.2.Schéma de la ligne d'eau selon le logiciel CANALP.....	91
Figure VII .1 : Réseaux à nœuds	108

Liste des planches :

Planche N°01 : Plan d'aménagement.

Planche N°02 : Coupes des trois variantes.

Planche N°03 : Coupes en travers de la digue.

Planche N°04 : Schémas de calcul de stabilité.

Planche N°05 : profil en long de l'évacuateur des crues.

Planche N°06 : profil en long de la prise d'eau et vidange de fond.

Planche N°07 : coupe type de bassin d'amortissement.

Introduction générale :

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenu une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Dans le cadre de la relance économique lancée par le gouvernement, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Batna a programmé parmi d'autres actions l'étude de cinquantes retenues collinaires à travers la wilaya dont une dans l'oued GUELLAL.

Notre projet de fin d'étude s'inscrit à juste titre dans le plan d'aménagement de retenues collinaires sur l'oued GUELLAL dans la wilaya de BATNA à fin d'aménager 40,00 ha pour la culture irriguée.

Introduction :

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1. Situation géographique du site :

La retenue collinaire sur **OUED GUELLAL**, se trouve à trois kilomètres environ à vol d'oiseau au Nord-Est de **Sidi Mançar** et à une quinzaine de kilomètres environ à vol d'oiseau au nord Est de la ville de Tazoult wilaya de Batna.

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'État-major TAZOULT Feuille n° 201 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées Lambert suivant :

X = 836,00 Km.
Y = 255,20 Km.
Z = 1145 m .

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.1).



Figure N°01 : localisation du site de la future retenue collinaire sur OUED GUELLAL.



Figure N°02 : Extrait de la carte d'état major de TAZOULT Feuille n° 201 à l'échelle 1/50.000

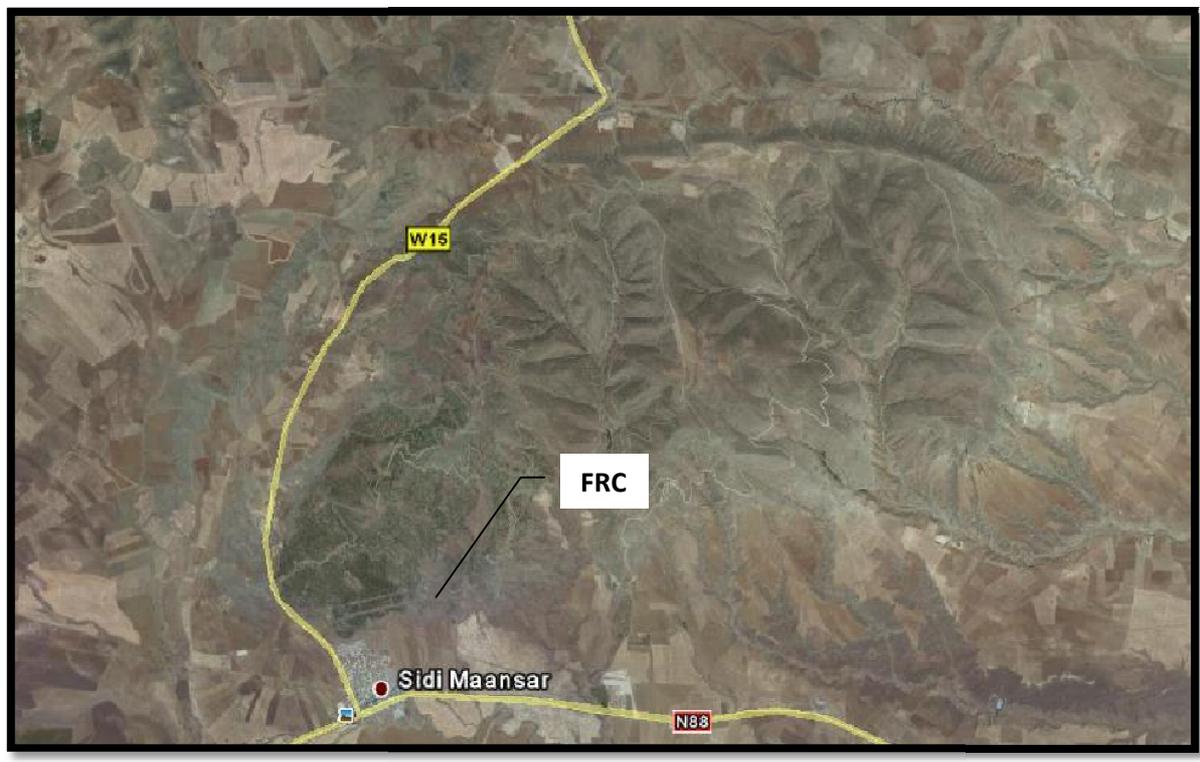


Figure N°03 : Vue en plan du site de la future retenue collinaire sur OUED GUELLAL.

I.2. Documentation topographique:

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du retenue collinaire et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème et à l'échelle 1/500ème pour la cuvette, l'emprise de la digue et les ouvrages annexes de la retenue collinaire.

I.3.choix du site du barrage:

Le choix du site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'un petit barrage, on distingue les différents points suivants :

Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans le barrage ;

Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;

Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.

Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.

Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

I.4.caractéristiques morphologiques :

La zone de la retenue collinaire sur **oued Guellal** commune **Sidi Mançar** présente un relief très accidenté, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une bonne petite cuvette, la pente du relief est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très fermé.

I.5. Conclusion :

. L'étude préliminaire de la Retenue Collinaire sur l'oued GUELLAL, commune AIOUN ELASSAFIR Wilaya de BATNA c'est basé principalement sur :

- Les reconnaissances de terrain, et la collecte des données de base (carte d'état major, documentation géologique, données hydrologique), pour le choix du site et la détermination de ces caractéristiques sommaires.

De façon générale on peut dire que le site de la Retenue GUELLAL, commune AIOUN ELASSAFIR Wilaya de BATNA est faisable du point de vue topographique.

II.2. Etude et reconnaissances réalisées sur le site :

La retenue collinaire sur **Oued GUELLAL**, se trouve à trois kilomètres environ à vol d'oiseau au Nord-Est de **Sidi Mançar** et à une quinzaine de kilomètres environ à vol d'oiseau au nord Est de la ville de Tazoult wilaya de Batna,

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'État-major TAZOULT Feuille n° 201 à l'échelle 1/50.000.

Topographie :

Afin de disposer d'un plan topographique avec courbes de niveau de la cuvette et de la zone d'implantation de la digue, un nivellement a été réalisé.

Le plan topographique du site et de la cuvette a été réalisé à l'échelle 1/500ème et celui du site pour l'implantation des ouvrages à l'échelle 1/1000ème à partir des points de repère implantés auparavant.

II.3. Géologie de la région :

La région d'étude est caractérisée par les formations géologiques suivantes de la plus ancienne à la plus récente selon l'échelle des ères géologiques :

✓ **Trias:** il est caractérisé par une association généralement confuse de roches détritiques et de sédiments d'origine chimique, les uns carbonatés, les autres haploïdes, renfermant des minéraux nombreux et variés, isolés, cristallisés, dont les principaux sont les quartz bipyramides, souvent enfumés, la pyrite de fer, la dolomie et çà et là des blocs ou de véritables amas de roches éruptives. Dans l'ensemble les dépôts très fins (pélitiques) argileux ou marneux y sont largement développés. Leurs vives colorations (rouges, jaunes, vertes, violacées) leur ont valu la dénomination de marnes bariolées.

On rencontre également dans ce complexe sédimentaire, dont l'allure est toujours désordonnée, des plaquettes calcaires jaune de miel ou grises et diverses roches calcaires ou calcaire-dolomitiques de textures variées.

Les dépôts salins représentent le trias supérieur ; le sulfate de chaux sous ses deux formes anhydrite et gypse est plus abondant que les chlorures (sodium ,magnésium et calcium) et constitue de véritables montagnes .

✓ **Crétacé inférieur:** il est bien représenté dans la région (Bou Taleb et les monts de Batna et comprend des calcaires marneux (calcaires à ciments) fossilifères qui passe ensuite à une puissante assise de marnes argileuses ,d'un gris verdâtre, n'admettant que de rares intercalations de calcaires marneux ,en lits disséminés, ou grés à grain fin .

- ✓ **Crétacé moyen** : il est bien représenté par des calcaires gréseux avec parfois de la glauconie et des nodules de phosphate de chaux ainsi que des dépôts subbathyaux(ou néritiques profonds).
- ✓ **Crétacé supérieur** : il est représenté par des marnes jaunâtres et des calcaires formant ainsi les zones hautes de la région montagnes ou djebels (Bou Taleb et les monts de Batna)
- ✓ **Oligocène** : Ce sont des formations franchement continentales qui revêtent l'aspect des résidus de vieilles alluvions Fulvio-lacustres ou lagunaires et se présentent çà et là :ce sont des roches détritiques plus ou moins rubéfiées (poudingues à galets , sables ou grès argiles plus ou moins ferrugineuses conservées à des altitudes diverses .
- ✓ **Miocène marin inférieur:** représenté par une puissante assise argileuse ou marneuse dont la teinte est plus ou moins foncée, noirâtre, grise ou même parfois verdâtre. Cette série comporte également des récurrences de grès .
- ✓ **Miocène moyen continental:** il est représenté par des poudingues et grès et des argiles à un niveau plus élevé . Quelques fois dans ces masses argilo-sableuses mêlées de lits caillouteux ou sableux s'intercalent des lentilles de montmorillonite blanche ou rosée.
- ✓ **Miocène-pliocène:** il est formé des argiles rouges brique, des poudingues et grès. Il représente la totalité de l'aire d'étude de notre retenue collinaire sur oued Guellal.
- ✓ **Quaternaire:**

Il est représenté par des dépôts généralement meubles issus de la décomposition physico-chimique ou mécanique des roches mères en affleurement dans le bassin versant.

Ce sont des alluvions récentes et actuelles constituées d'éléments détritiques à granularité diverse allant de la plus fine qui sont les argiles à la plus grossière qui sont les blocs et galets en passant par des sables ,graviers et cailloux . Ces dépôts alluvionnaires comblent le fond des oueds sous forme de terrasses.

II.4.Sismicité da la région :

Au nord d'ALGERIE à tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chlef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épi centrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus ,ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.88 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 88 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » a déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1 , 2 , 3 respectivement et la période de retour 500, 100 , 50 année).

Le site de la retenue collinaire sur **Oued Guellal** commune de **Aioune El Assafir** wilaya de **Batna** est situé dans la zone « I » voir annexe(A) (zone caractérisée par une intensité sismique moyenne d'après R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permet d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limité de 20 à 30 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique I, une durée de vie économique de 20 à 30 années et une période de retour R.P. = 50 ans , son coefficient de dommage est de : $10 \% = 0.10$.

II.5.Lithologie de la cuvette :

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés (l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette).

Le fond de vallées de la présente retenue collinaire est rempli par des dépôts détritiques constitués d'éléments généralement grossiers qui sont des sables ,graviers ,cailloux et blocs de forme arrondie et de nature calcareuse et siliceuse, faiblement argilo-limoneux . Ce sont des dépôts alluvionnaires de terrasses issus de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès).

A un niveau plus élevé, on rencontre des faciès hétérogènes constitués d'argiles sableuses et cailloux.

Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par des alternances des argiles rouges et des rares minces bancs gréseux.

II.5.1.Hydrogéologie de la cuvette :

1. Perméabilité : Les argiles rouges constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.

Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés) poudingues ou conglomérats et grès, sont perméables.

2. Etanchéité: L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire est pratiquement garantie par les argiles rouges en abondance jouant donc le rôle d'un bon tapis d'étanchéité.

II.6.Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par la réalisation de plusieurs tranchées ou fouilles afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone coupe géologique selon -Cette prospection in situ, a montré la présence des faciès suivants :

* sur les deux rives, on rencontre un substratum argileux de teinte rouge vive en rares intercalations de grès en minces bancs. Il est d'âge mio-pliocène

Le fond de la vallée est comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place, charriés par les cours d'eau et déposés à ce niveau.

* Ce sont des matériaux grossiers constitués de cailloux, graviers, sables, limons ; de forme arrondie et de nature généralement siliceuse.

A un niveau plus élevé, se trouve un faciès caractérisé par des argiles sableuses et des cailloux.

*La rive droite à pente faible à modérée, est représentée par des argiles rouges marneuses et des grès.

II.6.1. Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :

1. Perméabilité:

Les argiles rouges dominantes du substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméables (10-8 cm/s).

Les sédiments détritiques composés sol pulvérulent (cailloux, graviers ,sables) , de nature calcareuse et de forme arrondie comblant en faible épaisseur le fond de la vallée ainsi que les poudingues sont perméables (10-1 à 10-4 m/s) .

2. Etanchéité :

Elle est pratiquement assurée par le substratum à dominance argileuse imperméable. La présence d'une couches perméables au fond de la vallée (dépôts alluvionnaires), nous oblige à ancrer la digue jusqu'au bedrock argileux sain et imperméable après décapage de cette couche et le toit altéré du substratum.

II.7. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

1. Corps de la digue :

Au fond de la vallée, la digue sera fondée sur les argiles sableuses et cailloux après décapage de la terre végétale ; Sur les berges dans le substratum argileux et grès.

2. Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive droite, le déversoir des crues doit être également fondé jusqu'au substratum argileux.

3. La prise d'eau et la vidange de fond :

Placées au fond de la vallée de la retenue, elles seront fondées dans les argiles rouges sableuses et des cailloux.

II.8. Matériaux de construction du la retenue collinaire :

II.8.1. Matériaux d'étanchéité :

Le remblai destiné à l'étanchéité de la digue (noyau) sera exploité par triage des argiles plus au moins marneuses qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire, intercalées d'une manière hiérarchique avec les grès et les cailloux

II.8.2. Matériaux de recharge :

Les matériaux destinés à la recharge de la digue sont largement disponibles dans la cuvette de ce site et sont constitués d'argiles sableuses et des cailloux très caractéristiques de dépôts clastiques.

II.8.3. Matériaux Filtres, drains et transitions :

Ils seront exploités des sables ou des grès friables à grains fins situés dans l'assiette de la retenue collinaire.

II.8.4. Matériaux pour Rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (Enrochement), seront exploités par ramassage des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200mm et 300 mm de et qui se trouvent sur site.

II.9. ETUDE GEOTECHNIQUE :

But de l'étude :

L'étude géotechnique de ce site de la retenue collinaire, basée essentiellement sur des compagnes de reconnaissance effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage, suivi des prélèvements des échantillons de sol en différent endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechnique et chimique de laboratoire.

II.9.1. Prospection géotechnique de terrain :

La campagne de reconnaissance in situ s'est soldée par la réalisation de fouilles et tranchées d'une profondeur moyenne de trois (3,0 m) mètres ;en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts) annexe A, suivi de prélèvements d'échantillons de sol et sous-sol prélevés à différents niveaux pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structuregéo-mécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue colinéaire .

II.9.2. Prospection géotecnique de la boratoire

II.9.2.1- Nombre des essais

***Essais physiques d'identification et de classification**

Teneur en eau naturelle (W_n).....	05 essais
Densité sèche (γ_d).....	02 essais
Degré de saturation (S_r).....	02 essais
Limite de liquidité (W_l).....	05 essais
Indice de plasticité (I_p).....	05 essais
Granulometrie.....	05 essais
Sédimentometrie.....	05 essais

***Essais mécaniques:**

***Cisaillement rectiligne**

Cohésion (Cu).....05 essais

Angle de frottement (ϕ_u).....05 essais***Compactage selon Proctor normal**Teneur en eau maximale(W_{max}).....02 essaisDensité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$).....02 essais***Compactage selon Proctor modifié**Teneur en eau maximale(W_{max}).....03 essaisDensité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$).....03 essais***Analyse chimique sommaire du sol**Teneur en carbonate($CaCO_3$).....05 essais

Teneur insolubles.....05 essais

Teneur en gypses($CaSO_4,2H_2O$).....05 essais**II.9.2.2 les essais :**

*Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.

*Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.

*Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal

*Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor modifié

II.9.3 : Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation :**II.9.3.1- Terrains d'assise et de fondation de la digue :*****1.Terrasses alluviales :**

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sous une épaisseur de l'ordre de quatre (04) mètres. Ils sont représentés par des terrasses alluviales qui sont des éléments grossiers blocs, cailloux, gravies, sables et limons argileux. Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du bassin versant de la dite retenue collinaire

Poids spécifique des grains (γ_s).....19,5-22 t/m³Capacité portante (R_{dt}).....01,50 - 02,00 MpaModule de déformation ($E_{def.}$)40-60 MpaCoefficient de Poisson (μ).....0,28-0,35Coefficient de Young (β).....0,74-0,90

Ils constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au-dessous du corps de la digue.

- A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable argileux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

Ces matériaux de fondation de la digue, seront également destinés à la recharge de la digue et auront les mêmes propriétés géotechniques que celles de la recharge.

***2 Argiles rouges et grès (substratum)**

*** Grès :**

On les rencontrent parfois dans les argiles rouges, en minces bancs et ont les propriétés géotechniques suivantes :

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,3-2,5 t/m ³
Capacité portante (R_{dt}).....	05,0-08,0 Mpa
Perméabilité (K).....	10 ⁻⁵ à 10 ⁻⁷ m/s
Résistance à la compression simple (R_c)	20-50 Mpa
Cohésion effective (c').....	0,30-0,50 bar
Angle de frottement effectif (ϕ_u).....	25°-32°

*** Argiles rouges**

Elles constituent en plus de terrain d'assise et de fondation de la digue, le remblai d'étanchéité de la digue et aient donc les mêmes propriétés géotechniques et chimiques que celles destinées pour le noyau argileux.

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,1 t/m ³
Capacité portante (R_{dt}).....	0,50 - 01,00 Mpa
Module de déformation ($E_{déf.}$)	3,0-8,0 Mpa
Coefficient de Poisson (μ).....	0,40
Coefficient de Young (β).....	0,47

II.9.3.2 :Matériaux de construction de la digue :

1- Matériaux d'étanchéité (noyau).

Ces matériaux constituent à la fois le substratum de fondation de la digue, le remblai d'étanchéité et ont les propriétés suivantes :

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle(W_n).....	06,67-09,64 %
Densité sèche (γ_d).....	2,08- 2,11 t/m ³
Densité humide (γ_h).....	2,20-2,50 t/m ³
Densité de saturation (γ_{sat}).....	2,29 - 2,30 %
Degré de saturation (S_r).....	63,91 - 98,59 %
Limite de liquidité (W_L).....	32,59-33,09 %

Limite de plasticité (W_p).....	19,20-20,37 %
Indice de plasticité (I_p).....	12,72-13,39 %
Indice de consistance (I_c).....	1,84-1,93

Ce sont des matériaux moyennement argileux, peu plastique et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL (A_p).

***Essais mécaniques**

- Perméabilité

Perméabilité (K).....	10^{-7} à 10^{-8} cm/s
-----------------------	----------------------------

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (C_u)	0,21bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	21,16 - 21,46°
Cohésion (C')	06,00-15,0 Kpa
Angle de frottement (ϕ_u).....	17,00 - 21,00°

-Compactage selon Proctor normal

Teneur en eau maximale(W_{max}).....	14,60 - 17,20 %
Densité sèche optimale (γ_{dopt}).....	1,74-1,79 t/m ³

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en Insolubles.....	81,60 % -85,60 %
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	03,15 % -15,75 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	traces – 9.95 %

2- Matériaux de recharge de la digue

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W_n).....	07,70-09,30 %
Limite de liquidité (W_L).....	20,07-22,78 %
Limite de plasticité (W_p).....	13,07-14,82 %
Indice de plasticité (I_p).....	07,00-08,04 %

***Essais mécaniques**

- Perméabilité

Perméabilité (K).....	10^{-3} à 10^{-5} m/s
-----------------------	---------------------------

-Essai de Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (C_u)	0,18-0,19 bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	23,87 - 24,49°
Cohésion (C')	00,00-0,05 bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	25,00 - 30,00°

- Compactage selon Proctor modifié
- Teneur en eau maximale (W_{max}).....08,70 - 11,10 %
- Densité sèche optimale (γ_{dopt}).....1,89-2,00 t/m³
- Analyse chimique sommaire du sol
- Teneur en Insolubles.....75,80 %-84,50 %
- Teneur en carbonate(CaCO₃).....02,46 % -15,75 %
- Teneur en gypses (CaSO₄2H₂O)traces - 11,98 %

3-Matériaux pour filtres, transitions et drains

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue seront exploités des sables et grès friables très abondants sur le site de la présente retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

$$\frac{D_{15}^f}{d_{85}^a} \leq 5 \qquad 12 \leq \frac{D_{15}^f}{d_{15}^a} \leq 40 \qquad 12 \leq \frac{D_{50}^f}{d_{50}^a} \leq 58$$

4- Matériaux d’enrochement (Rip– Rap)

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d’eau seront exploités par ramassages des blocs qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire .Leur propriétés géotechniques sont les suivantes :

- Poids spécifique des grains (γ_s).....2,0-2,5 t/m³
- Micro-Deval à l’eau (M.D.E.).....<40 %
- Los Angeles (L.A).....35 %
- Résistance à la compression simple (R_c).....50-150 Mpa
- Résistance à la compression simple de saturation (R_{csat}).....40-130 Mpa

- Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues.

II.9.3.3:caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue:

1-Terrains d’assise et de fondation de la digue :

1.2. Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée (terrasses):

- Poids spécifique des grains (γ_s).....20.75 t/m³
- Capacité portante (R_{dt}).....1,75 Mpa
- Module de déformation ($E_{déf.}$).....50 Mpa
- Coefficient de Poisson (μ).....0,31
- Coefficient de Young (β).....0,80

1.3. argile à intercalations rares gréseuses

*** Grés**

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,4 t/m ³
Capacité portante (R_{dt}).....	06,5 Mpa
Perméabilité (K).....	10-6 m/s
Résistance à la compression simple (R_c)	35 Mpa
Cohésion effective (c').....	0,40 bar
Angle de frottement effectif (ϕ_u).....	27°

*** Argiles rouges**

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,1 t/m ³
Capacité portante (R_{dt}).....	0,75 Mpa
Module de déformation ($E_{déf.}$)	4,0 Mpa
Coefficient de Poisson (μ).....	0,40
Coefficient de Young (β).....	0,47

2. Matériaux de construction de la digue:(étanchéité et recharge de la digue) :**2.1 Argiles (noyau) :**

Teneur en eau naturelle (W_n).....	08,15 %
Densité sèche (γ_d).....	2,00 t/m ³
Densité humide (γ_h).....	2,30 t/m ³
Densité de saturation (γ_{sat}).....	2,30 t/m ³
Degré de saturation (S_r).....	81,75 %
Limite de liquidité (W_L).....	32,84 %
Limite de plasticité (W_p).....	19,78 %
Indice de plasticité (I_p).....	13,00 %
Indice de consistance(I_c).....	1,90
Perméabilité (K).....	10 ⁻⁷ cm/s
Cohésion (C_u)	0,21 bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	21,30°
Cohésion (C')	10 Kpar
Angle de frottement (ϕ').....	19,00 °
Teneur en eau maximale(W_{max}).....	15,90 %
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$).....	1,765t/m ³
Teneur en Insolubles.....	83,60 %
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	10,00 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	04,00 %

2.2 Recharge de la digue

Teneur en eau naturelle (W_n).....	08,25 %
Limite de liquidité (W_L).....	21,50 %
Limite de plasticité (W_p).....	13,86 %
Indice de plasticité (I_p).....	07,66 %
Perméabilité (K).....	10 ⁻⁴ m/s
Cohésion (C_u)	0,186 bar

Angle de frottement (ϕ_u).....	24,00 °
Cohésion (C')	2,50 Kpa
Angle de frottement (ϕ_u).....	26,00°
Teneur en eau maximale(W_{max}).....	09,23 %
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$).....	1,95 t/m ³
Teneur en Insolubles.....	80,73 %
Teneur en carbonate(CaCO ₃).....	10,00 %
Teneur en gypses (CaSO ₄ 2H ₂ O)	07,00 %

CONCLUSION :

Les résultats de l'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique évoquées aux chapitres de ce dossier, nous permettent de faire les conclusions suivantes :

- Vue l'hétérogénéité des formations géologiques rencontrées au niveau de ce site (dépôts clastiques très variés au cours de la phase mio-pliocène : argiles, cailloux, conglomérats et grès caractérisés par des passages latéraux de faciès); la digue de la présente retenue collinaire sera construite en terre hétérogène (matériaux de recharge semi perméables à perméables avec un noyau argileux).
- La structure géologique du substratum et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue zonée et d'opter pour un ancrage d'un noyau argileux imperméable au fond du thalweg, jusqu'au substratum sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.
- Une clé d'ancrage au fond du lit de l'oued Guellal sur une profondeur de cinq (05) mètres est demandée pour ce site.
- L'étanchéité du site et sa cuvette est totalement assurée par les argiles rougeâtres du substratum mio-pliocène.
- Les matériaux fins destinés au noyau de la digue seront exploités par triage des argiles situées en intercalations avec les minces et rares bancs de grès miocènes.
- Ces derniers seront utilisés pour la recharge de la digue.
- La présence des sables fins au fond de la vallée de cet oued, peut constituer un bon matériau destiné aux filtres et transitions. Les enrochements pour la protection du talus amont de la digue, seront exploités par ramassage des blocs de la vallée de ce site et ayant les diamètres compris entre 200mm et 300mm.
- L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles rouges du miocène qui dominent sur les grès en minces bancs.
- La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux à passes de grès, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.
- Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les argiles sableuses à cailloux et les après décapage de la couche végétale.

- Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité (noyau) de la digue seront exploités par leur sélections ou leur triage du faciès hétérogène du mio-pliocène situé dans la cuvette de la dite retenue collinaire.
- C'était l'hétérogénéité de faciès de cette zone d'étude qui a imposé ce type de digue zonée.
- Les matériaux de recharge sont disponibles dans la cuvette de la présente retenue collinaire.
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'encrochement) seront fournis par ramassage des blocs ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et qui se trouvent aux fonds de vallées.
- La présence des gypses dans les argiles sableuses du fond du thalweg en quantité assez importante, nous permet d'utiliser le ciment spécial type HTS (Ciment de Haute Teneur en Sulfates) qui est un ciment résistant pour des ouvrages en béton ou béton armé (prise d'eau et vidange de fond).

On résume que toutes les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une digue zonée sur le site de la retenue collinaire sur

Oued Guellal commune **AIOUNE EL ASSAFIR** wilaya de **Batna**.

Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera le premier volet de ce document.

Le deuxième volet concernera l'étude de la régularisation avec les taux de garanti et enfin l'étude du laminage de crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes tel le déversoir et la vidange de fond.

III-1-Le bassin versant :

III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant :

Le bassin versant représente en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Le bassin versant de la retenue est délimité à partir des cartes topographiques à 1/50.000^e. Ces mêmes cartes ont servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique du bassin.

L'oued principal au niveau du site de la retenue se trouve à trois kilomètres environ à vol d'oiseau au Nord-Est de Sidi Mançar et à une quinzaine de kilomètres environ à vol d'oiseau au nord Est de la ville de Tazoult wilaya de Batna.

Ses coordonnées au système LAMBERT au point de l'exutoire sont :

X = 836,00 Km.
Y = 255,20 Km.
Z = 1145 m .

III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

Paramètres de forme:

La forme du B.V influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal.

* Caractéristiques hydrographiques :

Hypsométrie du bassin versant:

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimètrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Tableau III.1. Calcul des surfaces cumulées.

Cote m	Si Km ²	Simax Km ²	Simax %
1375-1360	0,1	0,10	3,01
1360-1320	0,35	0,45	13,55
1320-1280	0,9	1,35	40,66
1280-1240	1	2,35	70,78
1240-1200	0,7	3,05	91,87
1200-1160	0,25	3,30	99,40
1160-1145	0,02	3,32	100,00

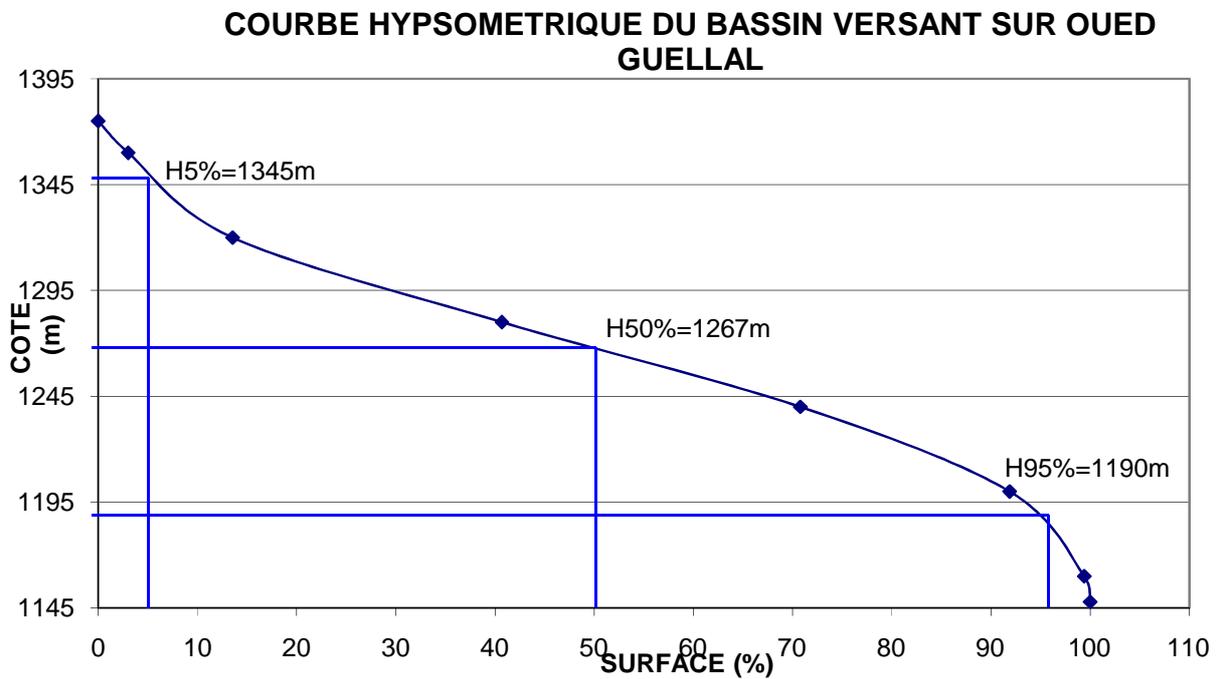


Figure III.1 courbe hypsométrique.

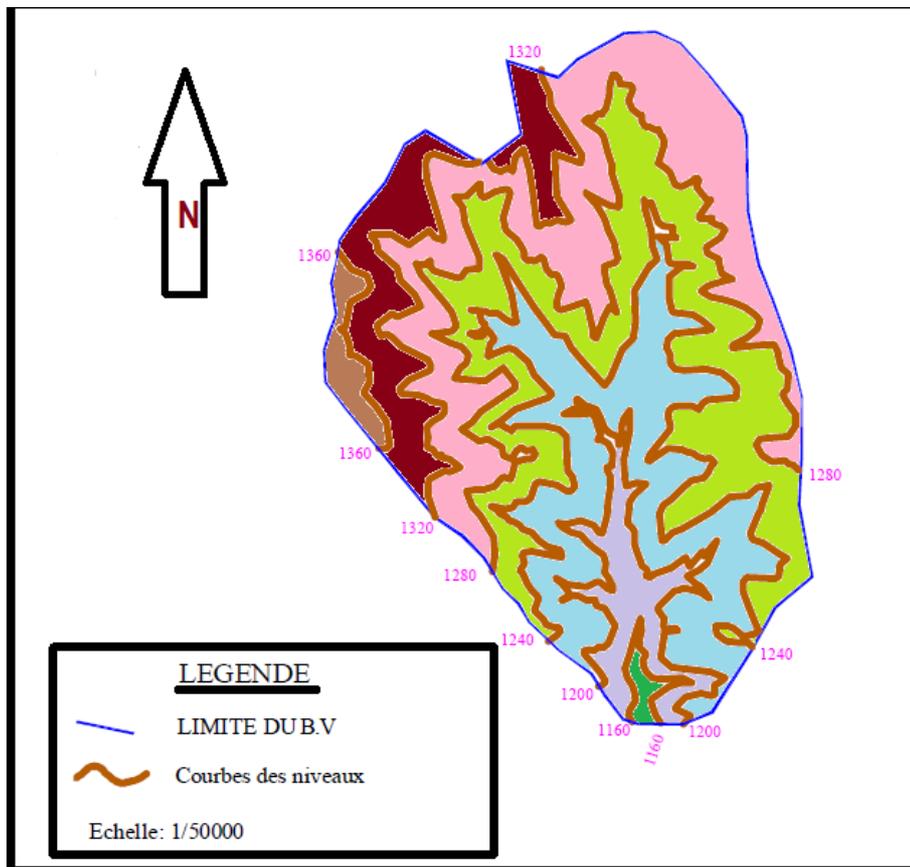


Figure III.2 : Hypsométrie du bassin versant suroued guellal.

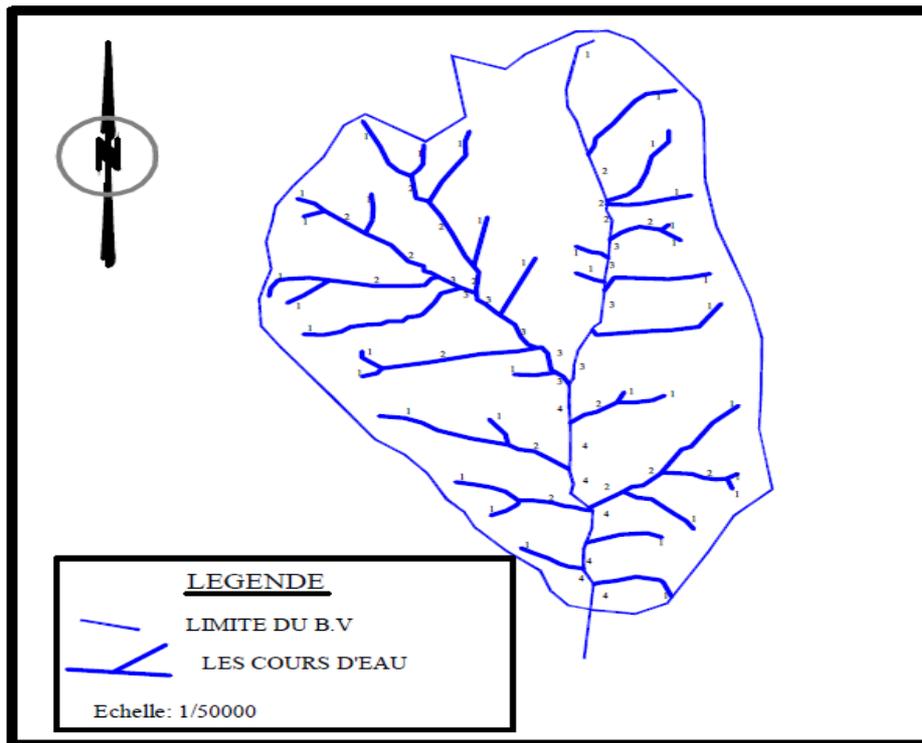


Figure III.3 Réseau hydrographique du bassin versant. Classification Choum.

Tableau III.2 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

DESIGNATION	SYMBOLE	FORMULE	VALEUR
Superficie	S	Paramètres géométriques	03.32km²
Périmètre	P	Paramètres géométriques	07.52km
Longueur du thalweg principal	L _p	Paramètres géométriques	02.72km
Pente du thalweg principal	I	$\frac{\Delta H}{\Delta L}$	8.06%
Indice de compacité	K _C	$0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	1.16
Coefficient d'allongement	Ca	Ca = L ² / S	2.23
Rectangle équivalent	longueur	$\frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right)$	2.37 km
	largeur	$\frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right)$	1.39 km
	maximale	H _{max}	à partir de cartes topographiques
			1375 m

Altitudes	moyenne	H_{moy}	$\sum \frac{Si.Hi}{S}$	1274m
	médiane	H_{med}	à partir de La courbe hypsométrique	1267m
	minimale	H_{min}	à partir de cartes topographiques	1145 m
Pente moyenne de B.V		I_{moy}	$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$	7.32
Indice de pente globale		I_g	$(H_{5\%}-H_{95\%})/L$	56.98m
Indice de pente moyenne		I_{pm}	$\frac{H_{max} - H_{min}}{L}$	8.45%
Indice de pente de M Roche		I_p	$\frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	0.29%
Densité de drainage		D_d	$\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$	04.67 Km/Km ²
Coefficient de torrentialité		C_t	$\frac{N_1}{S}$	11.45
Temps de concentration		T_c	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	1.26h
Vitesse de ruissellement		V_r	$\frac{L_p}{T_c}$	02.21Km/h

Telle que :

- A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}
- D_i : Dénivelée entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}
- L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m)
- ΔL : distance entre ces deux points (km)
- $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme de tous les cours d'eau d'ordre i en (Km)
- N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 38$

Remarque :

- Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.
- L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

- on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.
- GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.
- d'après le tableau Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) $D_s=278 \text{ m} \geq 250 \text{ m}$ que notre relief est fort.

III.1.2.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes. Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Station de référence :

Compte tenu de sa petite superficie ne dispose pas directement d'une station pluviométrique. En revanche, aux alentours immédiats, nous pouvons mentionner la station pluviométrique de Sidi Mançar (code : 07 10 04). Cette station a l'avantage de présenter une période d'observation intéressante qui commence depuis 1974 à l'an 2009 soit une période de 35 années

a- Température

Les températures moyennes annuelles à station de Batnapour une période de 15 années dans le Tableau

Tableau N°III.03 : Températures Moyennes annuelles(°C) à Batna

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
T°C	19.8	14.0	8.9	6.1	5.0	6.2	8.1	11.0	15.8	21.6	24.9	24.2	13.8

**REPARTITION MENSUELLE DES TEMPERATURES
STATION BATNA**

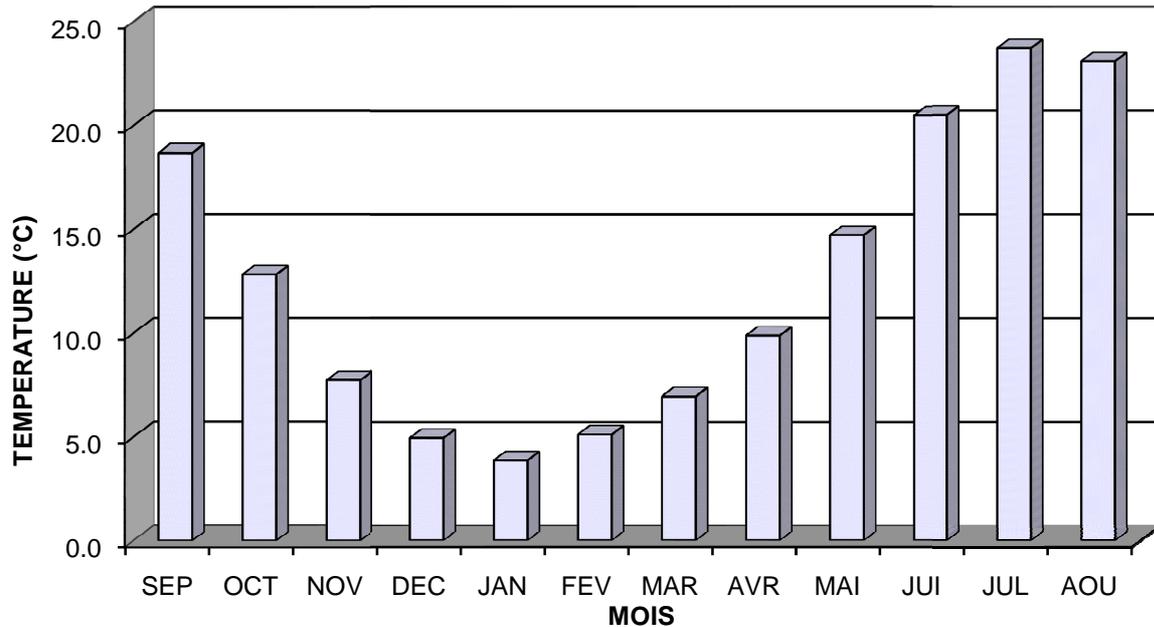


Figure III.4 : Répartition moyenne mensuelle des températures

b- Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de Batna. La distribution mensuelle présentée dans le Tableau

Tableau N°III.04 Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Somme
Evp mm	197,7	149,9	91,7	81,8	83,7	88,3	123,8	150,0	193,4	255,9	357,4	321,3	2094,9

EVAPORATION STATION BATNA

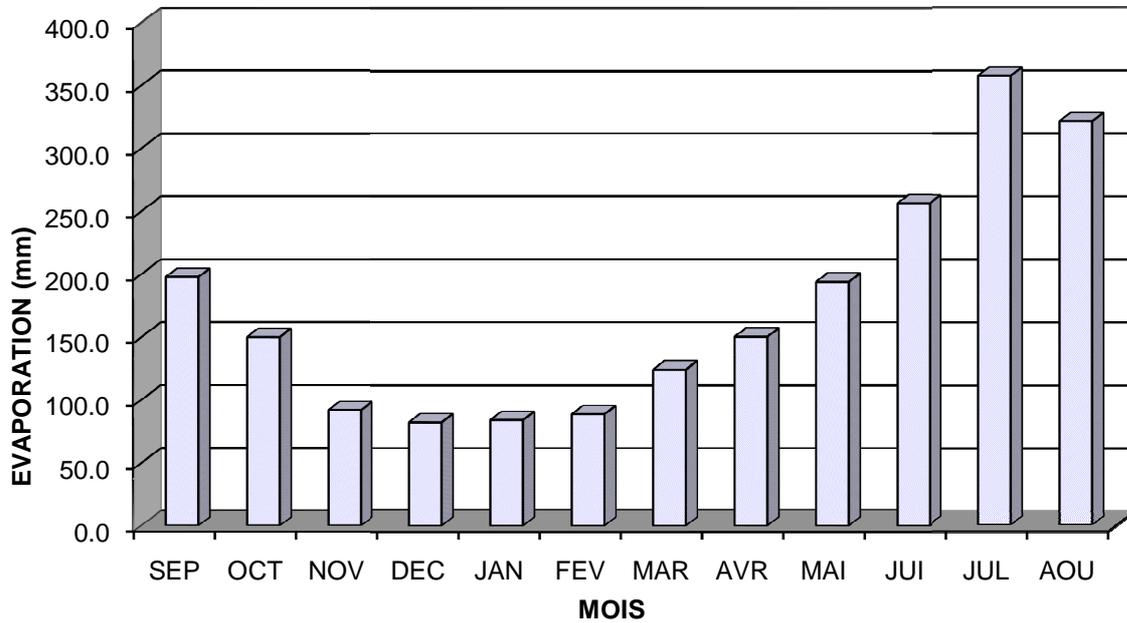


Figure III.5 :Evaporation Moyenne Mensuelle

c – Humidité relative de l'air

Les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station Batna.

L'humidité moyenne inter annuelle àBatna est de **63%**

Tableau N°III.07 : Humidité moyenne mensuelle à Batna

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	Jui	juill	Aoû	Moy
Moyenne %	60	67	73	77	76	71	67	64	59	53	44	47	63

REPARTITION MENSUELLE DE HUMIDITE RELATIVE STATION BATNA

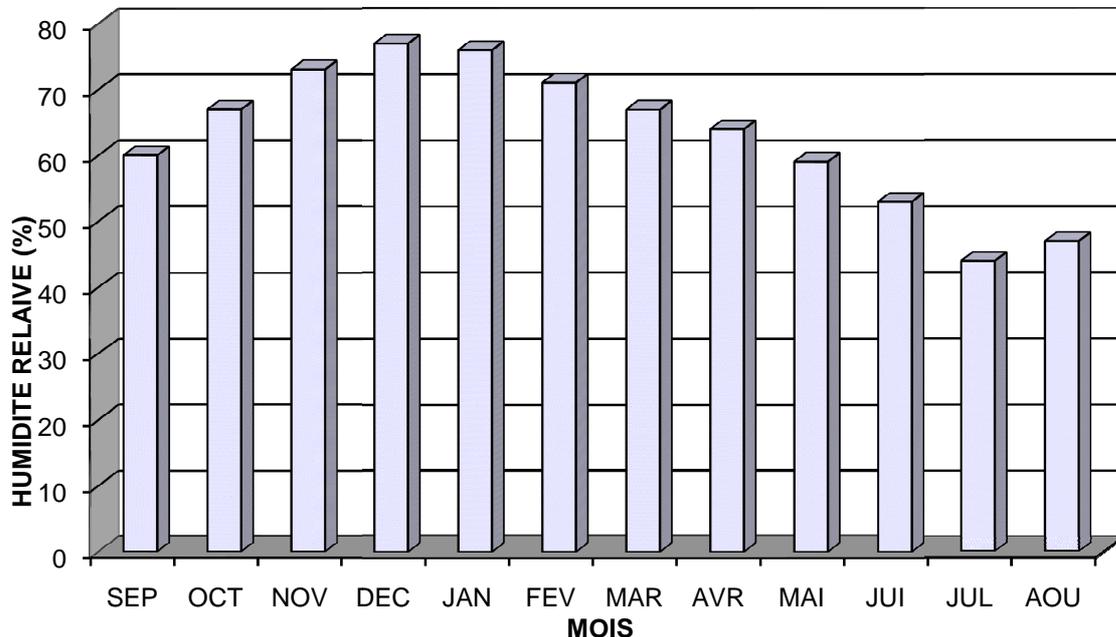


Figure III.6 : Humidité moyenne mensuelle à Batna

d -la pluviométrie :

La station pluviométrique la plus proche du bassin versant de la retenue **Guella** est la station de SIDI MANCAR (code 07-10-04) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude

Nom de la station	Code	Pan Mm	PjMax (mm)	Cv
SIDI MANCAR	07-10-04	307.4	34.19	0.35

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans les suivantes Tableau N°III.08.

Tableau N°III.08 : Précipitations Moyennes Mensuelles [mm]

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
P _{mov} mm	28,16	26,74	28,59	28,11	38,19	23,57	32,97	32,55	30,34	20,38	5,41	12,4	307,4
P %	9,16	8,69	9,30	9,143	12,42	7,66	10,72	10,59	9,87	6,62	1,76	4,03	100,00

III.2. Les précipitations maximales journalières :

Après l'analyse des séries pluviométriques de La station de sidi mancar code (07-10-04) située également à l'Est de la zone de l'étude. qui a la période d'observation (1984-2010) de 35 ans.

Elle représente le régime de la pluviométrie maximale journalière.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Les caractéristiques de la série sont représentées par la suivant :

Tableau n°III.9 : Caractéristiques de la série avec N=35ans

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=35} Xi$	1196,8mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} Xi}{n}$	34.19mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 35$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{35} (X_i - 34.19)^2}{35}} \right]$	14.27mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.42
L'exposant climatique :	$b=0.32$	

III.2.1 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)-la loi de GALTON (log-normal2).
- 3)-la loi de GUMBEL

III.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.01)$$

(Fréquence au non dépassement)

U est la variable réduite de Gauss. Elle est donnée par $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau suivant :

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 35

Paramètres

Moy = 34.19

$\sigma = 14.27$

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1-q)$

Tableau III.10 : résultat de l'ajustement a la loi de Gauss

Période de retour	Probabilité	XT	Ecart	Intervalle de confiance
1000	0.999	78.9	5.95	67.390.6
200	0.995	71.5	5.14	61.481.6
100	0.990	67.9	4.76	58.577.2
50	0.980	63.9	4.36	55.472.5
20	0.950	58.0	3.79	50.665.4
10	0.900	52.7	3.32	46.259.3
5	0.800	46.4	2.86	40.852.0

Test d'adéquation

Normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 0.95$

p-value $p = 0.9340$

Degrés de liberté : 5

Conclusion : Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.11 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	10.0
Maximum	Aucun	81.3
Moyenne	34.2	34.2
Ecart-type	14.5	14.5
Médiane	34.2	34.6

Coefficient de variation (C_v)	0,423	0,423
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0,00	0,813
Coefficient d'aplatissement (C_k)	3,00	4,14

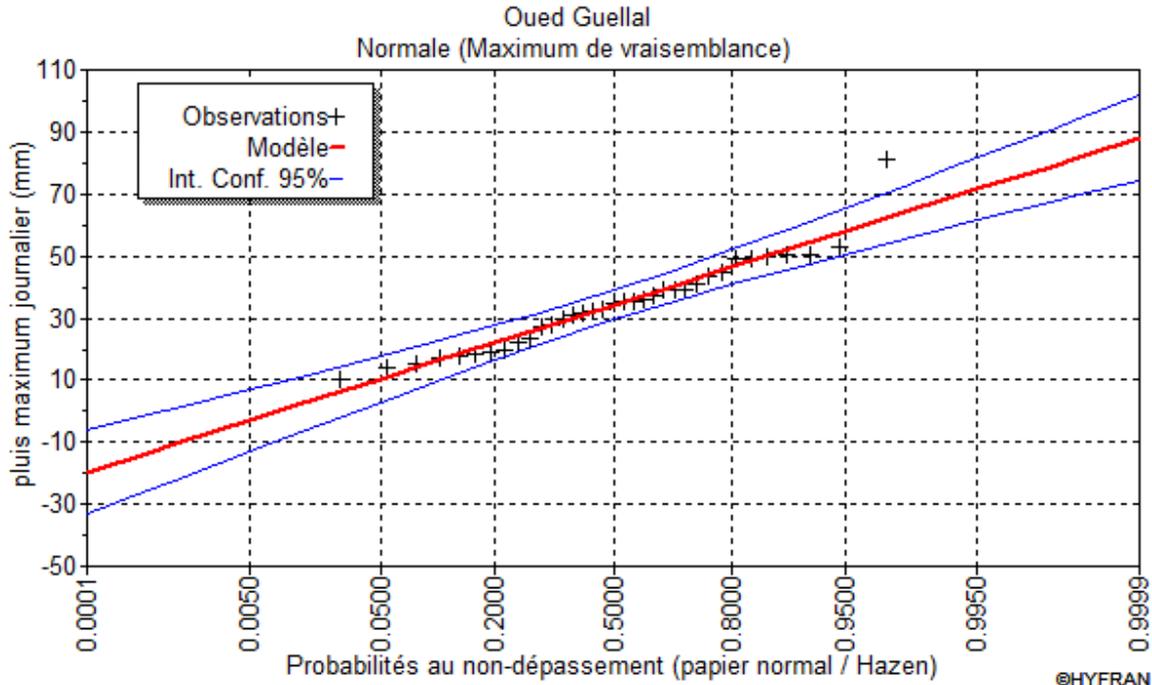


Figure III.7 : L'ajustement avec loi de Gauss

III.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.02)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

-classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.03)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(35)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

***Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x= (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (III.04)$$

Avec :

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 35

Paramètres

$$U = 27.3832$$

$$\alpha = 12.2569$$

Quantilesq = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1/ (1-q)$$

Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	112	12.2	88 -136
200	0.995	92.3	9.63	73.4-111
100	0.99	83.8	8.51	67.1-100
50	0.98	75.2	7.40	60.7-89.7
20	0.95	63.8	5.94	52.2-75.4
10	0.9	55.0	4.84	45.5-64.4
5	0.8	45.8	3.75	38.4-53.1

Test d'adéquation

Gumbel(Méthode des moments)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 5.91$

p-value $p = 0.3146$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.13 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	10
Maximum	Aucun	81.3
Moyenne	34.5	34.2
Ecart-type	15.7	14.5
Médiane	31.9	34.6
Coefficient de variation (Cv)	0.456	0.423
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.813
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	4.14

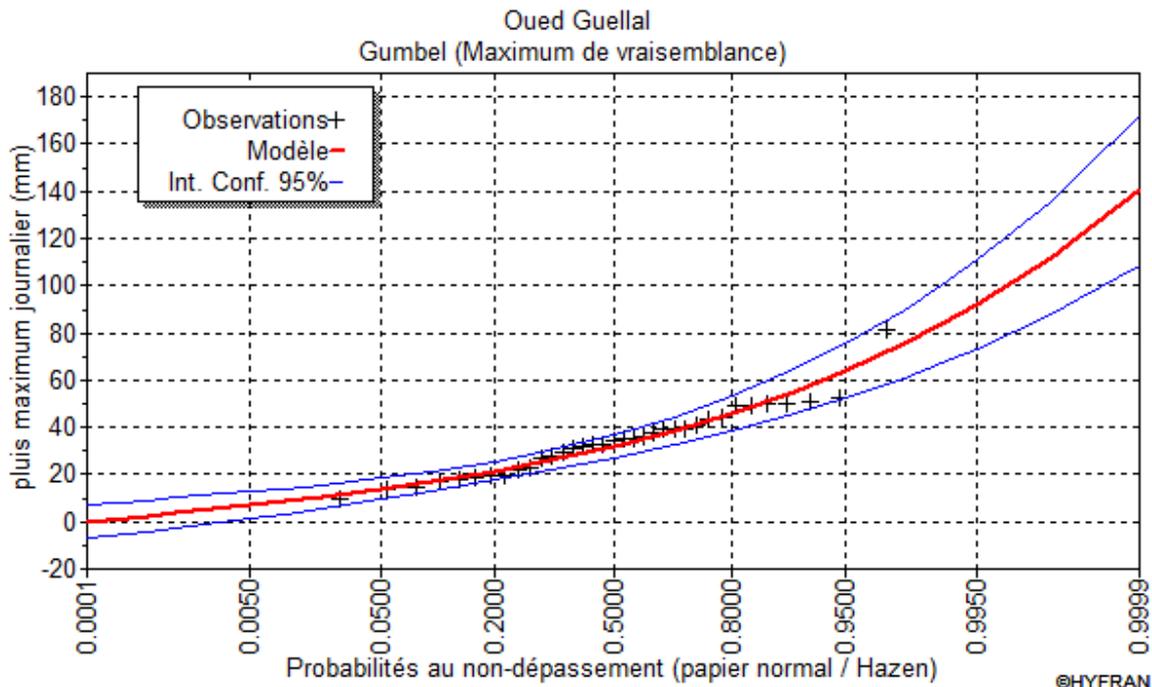


Figure III.08 : l’ajustementsuivant la loi de Gumbel.

III.2.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :

(Log normale)Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.05)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de GALTON est la suivante :

$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \delta \cdot \text{Log } u(p\%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{35} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.06)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (III.14).

Nombre d’observations : 35

Paramètres

$\mu = 3.43937$

$\sigma = 0.453393$

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.14 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	105.67	23.6	80.3-173
500	0.995	97.83	16.1	68.6-132
100	0.99	79.61	13.3	63.3-116
50	0.98	71.73	10.8	57.9-100
20	0.95	65.7	7.79	50.4-81
10	0.9	53.09	5.80	44.4-67.1
5	0.8	45.6	4.09	37.6-53.7

Test d'adéquation

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi carré en a les résultats suivant :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 2.51$

p-value $p = 0.154$

Degrés de liberté : 5

Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	00	10
Maximum	Aucun	81.3
Moyenne	34.5	34.2
Ecart-type	16.5	14.5
Médiane	31.2	34.6
Coefficient de variation (Cv)	0.478	0.423
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.54	0.813
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.51	4.14

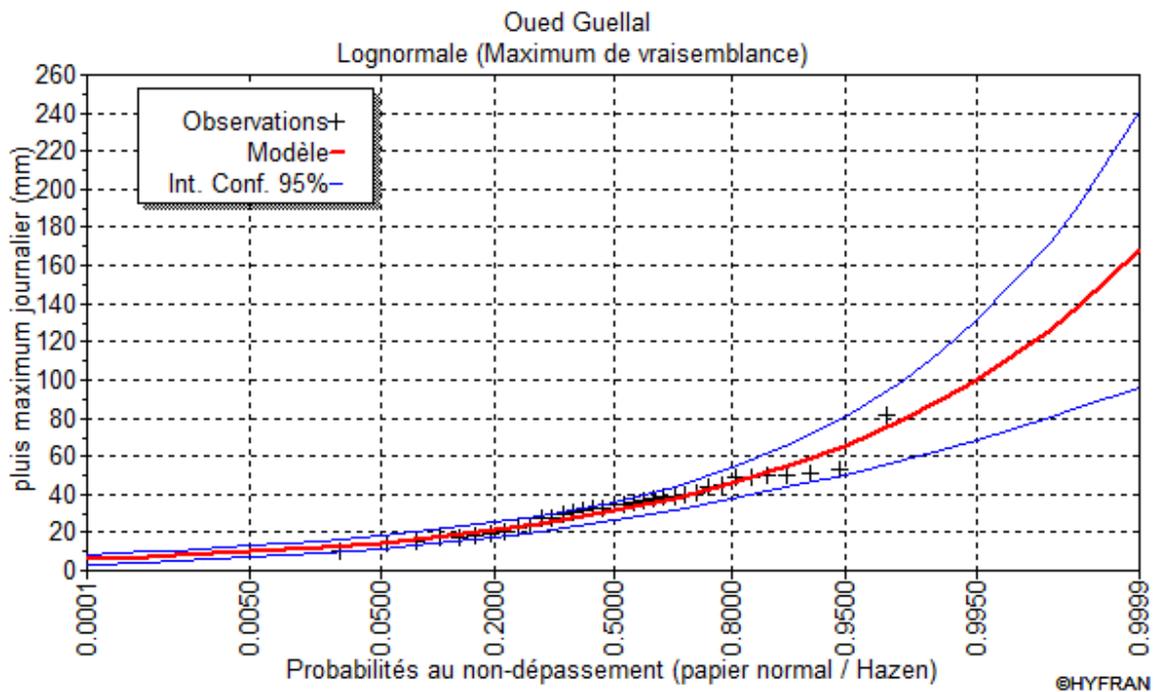


Figure III.09 : l'ajustement suivant la loi de Galton.

III.2.1.4 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :

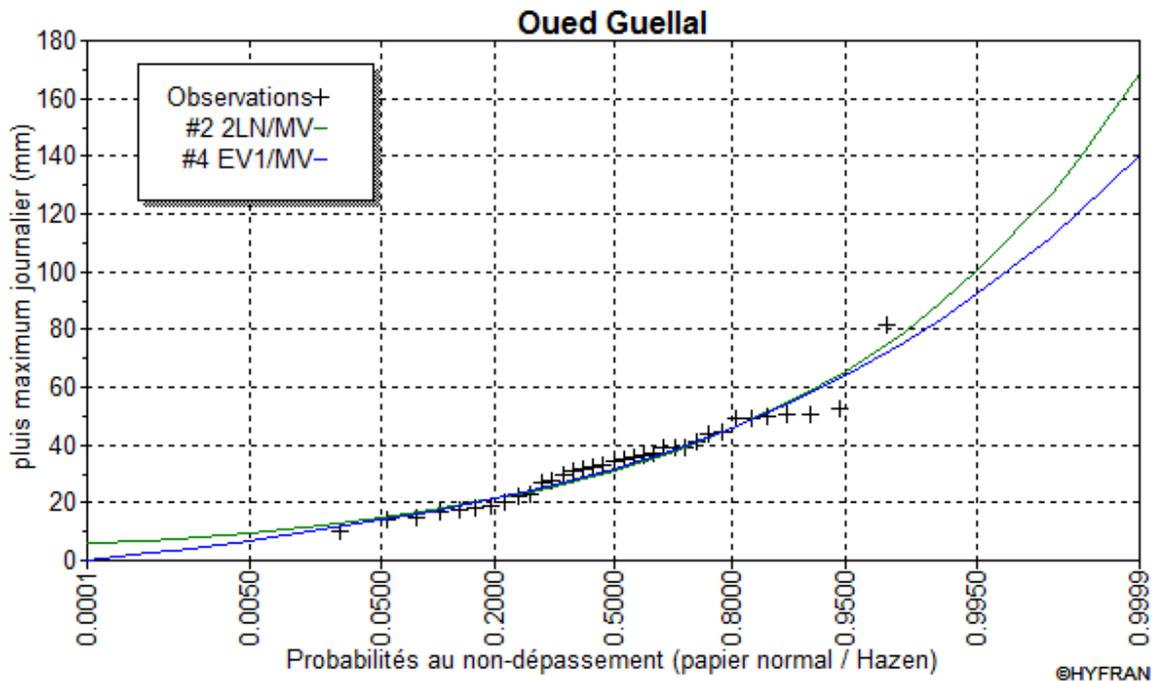


Figure III.10 : Comparaison graphique entre deux lois d’ajustement(Galton et Gumbel)

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Figure. III.10, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.et que tous les points sont à l'intérieure de l'intervalle de confiance.

III.2.3 La pluie de courtes durées :

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel aux méthodes générales.

La pluie d’une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.07)$$

t = Tc = 1.26 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.32)

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso lignes de l’exposant climatique établi par Les caractéristiques pluviographiques de la région.

(Source ANRH)

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante : **I=P_t/t**..... (III.08)

Les précipitations et les intensités pour les différents fréquences sont regroupés ans tableau.

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (10, 50,100, 500 et1000 ans) par la méthode de **log normale** sont présentés dans le Tableau III.16

Tableau III.16 : les précipitations des différent fréquence.

Période de Retour (ans)	10	50	100	500	1000
Fréquence	10	2	1	0.2	0.1
P _{max j} (mm)	53.09	71.73	79.61	97.83	105.67

Tableau III.17. Intensité pour les différentes fréquences.

		Fréquences									
		0,1		0,2		1		2		10	
		P _{max t} (mm)	I ₀ (mm/h)								
Temps (h)	1	38,219	38,219	35,384	35,384	28,794	28,794	25,944	25,944	19,202	19,202
	1,26	41,153	32,661	38,100	30,238	31,004	24,606	27,935	22,171	20,676	16,409
	2	47,710	23,855	44,171	22,085	35,944	17,972	32,386	16,193	23,970	11,985
	4	59,558	14,890	55,140	13,785	44,870	11,218	40,429	10,107	29,923	7,481
	6	67,810	11,302	62,779	10,463	51,087	8,514	46,030	7,672	34,069	5,678
	8	74,349	9,294	68,832	8,604	56,013	7,002	50,469	6,309	37,354	4,669
	10	79,852	7,985	73,927	7,393	60,159	6,016	54,204	5,420	40,119	4,012
	14	88,929	6,352	82,331	5,881	66,998	4,786	60,366	4,312	44,679	3,191
	16	92,812	5,801	85,926	5,370	69,923	4,370	63,002	3,938	46,630	2,914
	22	102,768	4,671	95,144	4,325	77,424	3,519	69,760	3,171	51,632	2,347
	24	105,670	4,403	97,830	4,076	79,610	3,317	71,730	2,989	53,090	2,212

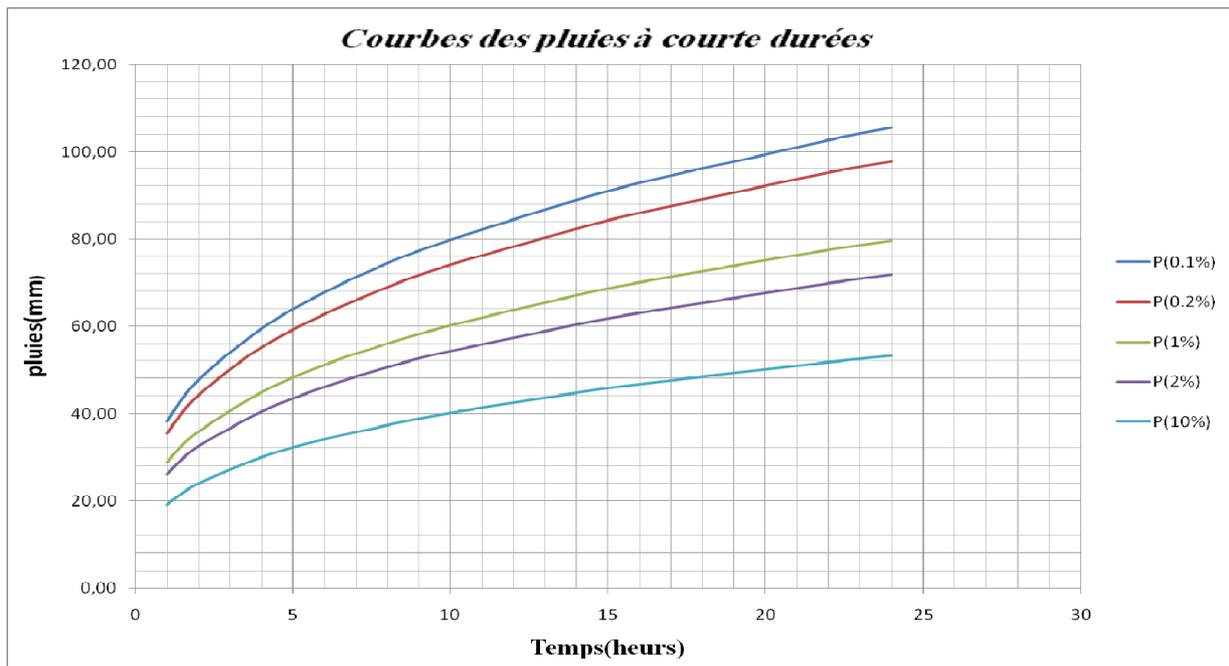


Figure III.11 : Courbe des pluies de courte durée

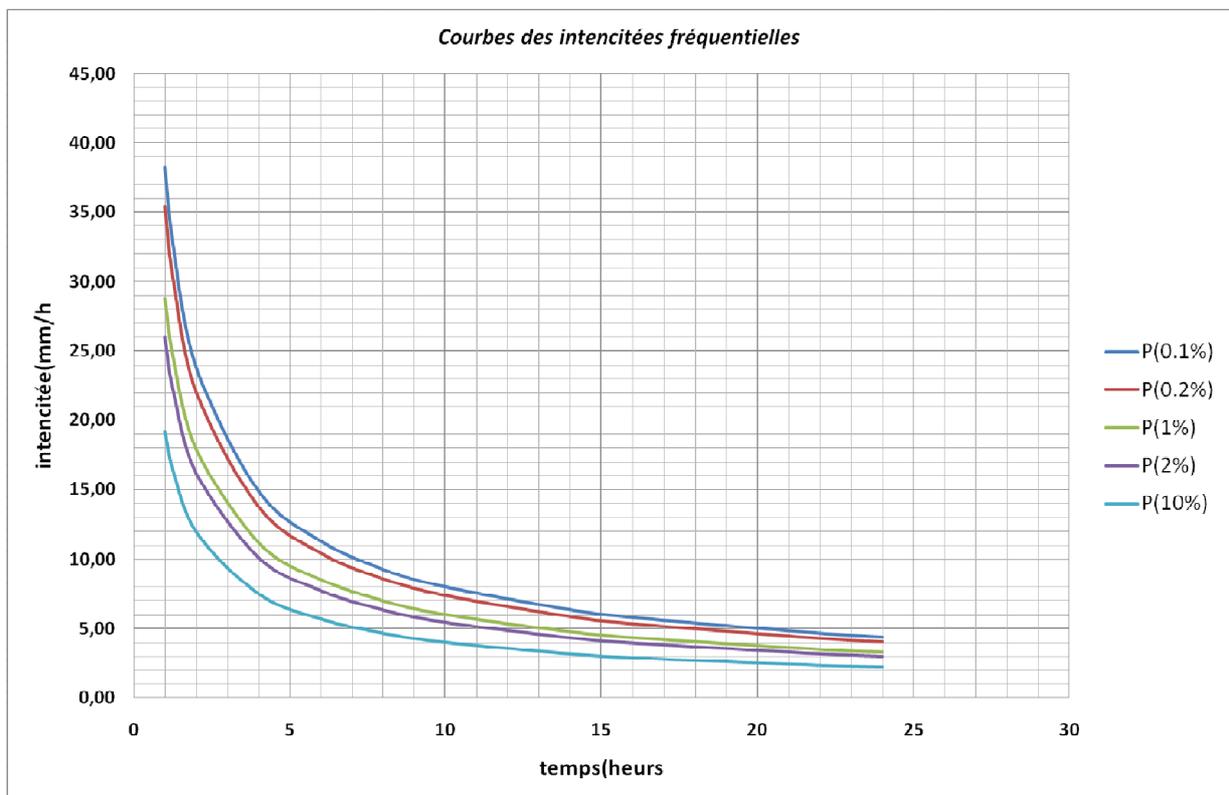


Figure III.12 : Courbe (Intensité-Durée-Fréquences)

III.3 Etudes des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) :

A base de la présente de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront dans le tableau (III.18) :

Tableau III.18: l'Apport moyenne interannuelle.

	Formule	A ₀ (M m ³)	Le=A ₀ /S (mm)
ANRH	$0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$	0.040	12.11
MEDINGUER	$S \cdot 1,024 (P_m - 0.26)^2$	0.078	23.54
SAMIE	$P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \cdot S$	0.091	27.31
Maillet – Gauthier	$0.6 P (1 - 10^{0.3P^2}) \cdot S$	0.0461	13.9

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **19.21 mm** engendrant un apport liquide moyen de **0,063791Hm³ / an.**

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau III 19 : Caractéristiques de l'écoulement

Module de l'écoulement	$M_e = A_0/T$	14.06 l/s
Module de l'écoulement relatif	$M_0 = M_e/S$	4.24 l/s/km ²
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_0/S$	19.21 mm
Coefficient de l'écoulement	$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$	0.062

III.3.3 Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

Tableau(III.20): récapitulatif des C_v

	formulation	C _v
SOKOLOVSKI	$0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1)$	0.96
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	1.04
ANTONOV	$0.7 / (S + 1000)^{0,097}$	0.78
Algérienne de N.N PADOUM	$0.93/M_0^{0.23}$	0.82

Le coefficient de variation calculé à base des formules empiriques sera donc : **C_v=1.0**

III.4. Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports:

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots (III.09).$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u: Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.21

Tableau (III.21): les apports fréquentiels

Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327
Apport (Mm ³)	0.022	0.133	0.044	0.013

Tableau (III.22): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
%	9,16	8,69	9,30	9,143	12,42	7,66	10,72	10,59	9,87	6,62	1,76	4,03	100
A80% Mm ³	0,0020	0,0019	0,0020	0,0020	0,0027	0,0017	0,0024	0,0023	0,0022	0,0015	0,0004	0,0009	0,0220

III.5. Etude des crues :

III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:

1. Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a: $Q_{max} p\% = 2K \log (1+20.P_{moy}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (II.10)$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (3.32Km²).

L : Longueur du talweg principal (2.72Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le tableau N° III.22 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.22 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	50	100	500	1000
Qmax (m3/s)	7.4	8.26	9.31	10.03	12.12

2. Formule de TURRAZA:

On a: $Q_{maxp\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6}$ (II.11)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.23: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de TURRAZA:)

Fréquence (%)	10	2	1	0.2	0.1
C	0,9	0,9	0.9	0.9	0.9
I _{tc}	24.606	22.171	16.409	30.238	32.661
Qmax (m ³ /s)	9.09	12.27	18.17	22.33	24.11

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « TURRAZA » sont choisis pour les simples raisons suivantes : du fait que cette méthode tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le tableau N° III.24 donne les débits probables calculés.

III.5.2. Hydrogramme de crue :

***Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :**

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ❖ Le volume.
- ❖ La durée.
- ❖ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(III.12)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 - 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta = 3$.

$$T_d = \delta T_m = 3 \cdot 1.26 = 3.78h$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10;20 50; 100; 1000) dans, sont donnés dans le tableau III.24

Tableau III.24: Débits fréquentielles pour la construction l’hydrogramme de crue.

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	1000	500	100	50	10
0	0	0	0	0	0
0,25	0,94915281	0,87907848	0,71530927	0,48304044	0,35785147
0,5	3,79661124	3,51631393	2,86123709	1,93216175	1,4314059
0,75	8,54237528	7,91170635	6,43778345	4,34736395	3,22066327
1	15,1864449	14,0652557	11,4449483	7,72864701	5,72562358
1,2	21,8684807	20,2539683	16,4807256	11,1292517	8,24489796
1,26	24,11	22,33	18,17	12,27	9,09
1,5	17,85666	16,53833	13,45730	9,08756	6,73235
1,75	12,60328	11,67280	9,49820	6,41403	4,75171
2	8,49680	7,86950	6,40344	4,32417	3,20348
2,25	5,39597	4,99760	4,06656	2,74611	2,03440
2,5	3,15955	2,92629	2,38113	1,60795	1,19122
2,75	1,64629	1,52475	1,24069	0,83783	0,62069
3	0,71496	0,66217	0,53881	0,36385	0,26955

3,25	0,22430	0,20774	0,16904	0,11415	0,08456
3,75	0,00004	0,00004	0,00003	0,00002	0,00002
3,78	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

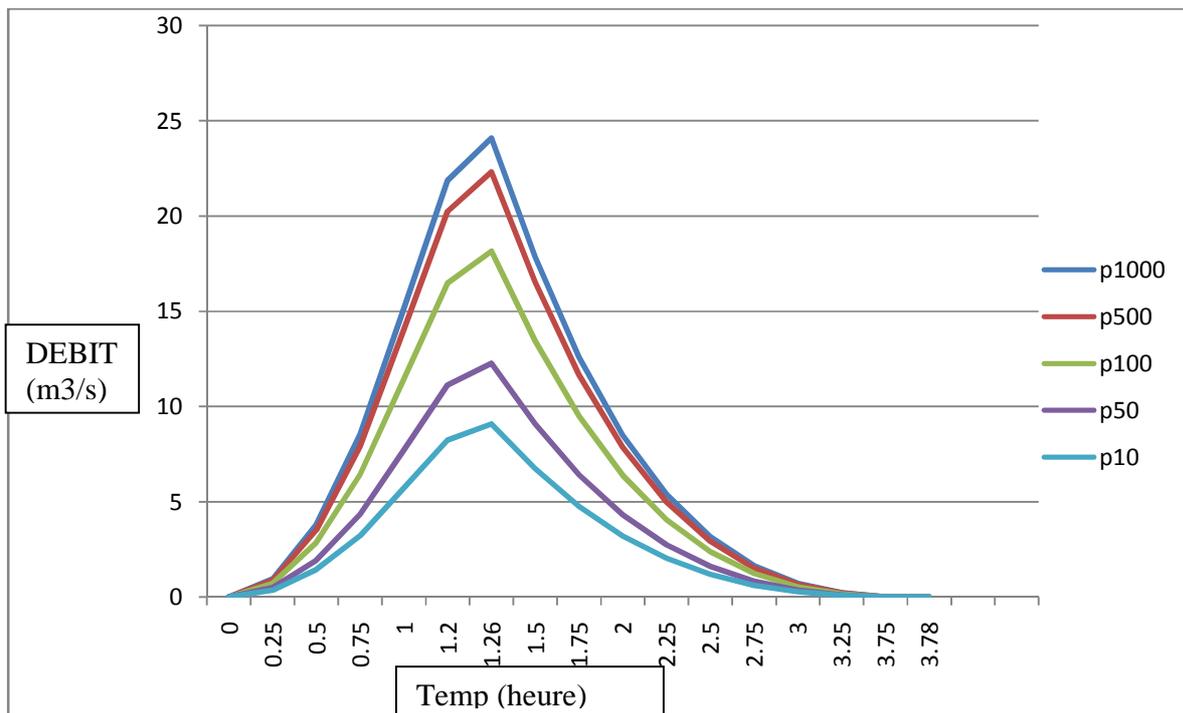


Figure III.13 : Hydrogramme des crues pour différentes période de retour

III.5.3.Estimation de la crue de projet:

Le choix de crues de projet dépend de degré de risque admis en cas de dépassement celle –ci. IL intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l’aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d’évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d’évacuation :

Une **crue de projet** stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que : $I_g = I_a \times I_d \times I_r$.

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

D'où : $Q_{\text{crue projet}} = 18.17 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 10 ans)

$Q_{\text{crue travaux}} = 9.09 \text{ m}^3/\text{s}$

III.5.4. Aport solide et l'estimation de volume mort:

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

III.5.5 Formules empiriques :

- **Formule de TIXERONT:**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

Ts : le transport solide en (t/Km²/an).

L₀: la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350(faible à moyen)

Soit :Ts=545.26 (t/Km²/an).

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique.

III.5.6.Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

- **Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.15)$$

T : Durée de vie du barrage (10 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³);

S : Surface du bassin versant 3.32Km²

D'où **V_m=11314m³** Pour 10 ans d'exploitation.

III.6.Régularisation des débits :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

-L'apport (A_{80%} en M m³).

-La consommation totale (M m³).

-Les infiltrations et l'évaporation.

-Les courbes caractéristiques de la retenue sont illustrées dans les figures (Fig III.12et 13) par la suite.

III.6.1) Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 349.5m et une côte maximale de 365m.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

cotes	Dh	surface	Volume Partiel	Volume Cumulé
M	m	Km ²	Hm ³	Hm ³
1143,64		0,000000	0,000000	0,000000
1144	0,36	0,000132	0,000015840	0,000016
1145	1	0,000746	0,000397267	0,000413
1146	1	0,002045	0,001342047	0,001755
1147	1	0,004908	0,003373700	0,005129
1148	1	0,007372	0,006098376	0,011227
1149	1	0,010454	0,008868258	0,020095
1150	1	0,014019	0,012192992	0,032288
1151	1	0,017411	0,015684405	0,047973
1152	1	0,02027	0,018822397	0,066795
1153	1	0,023271	0,021753243	0,088549
1154	1	0,026426	0,024831792	0,113380
1155	1	0,030825	0,028597291	0,141978
1156	1	0,03494	0,032861022	0,174839
1157	1	0,03878	0,036843320	0,211682
1158	1	0,042507	0,040629252	0,252311
1159	1	0,046235	0,044357943	0,296669
1160	1	0,050585	0,048393705	0,345063

Courbes Capacité-Surface-Hauteur

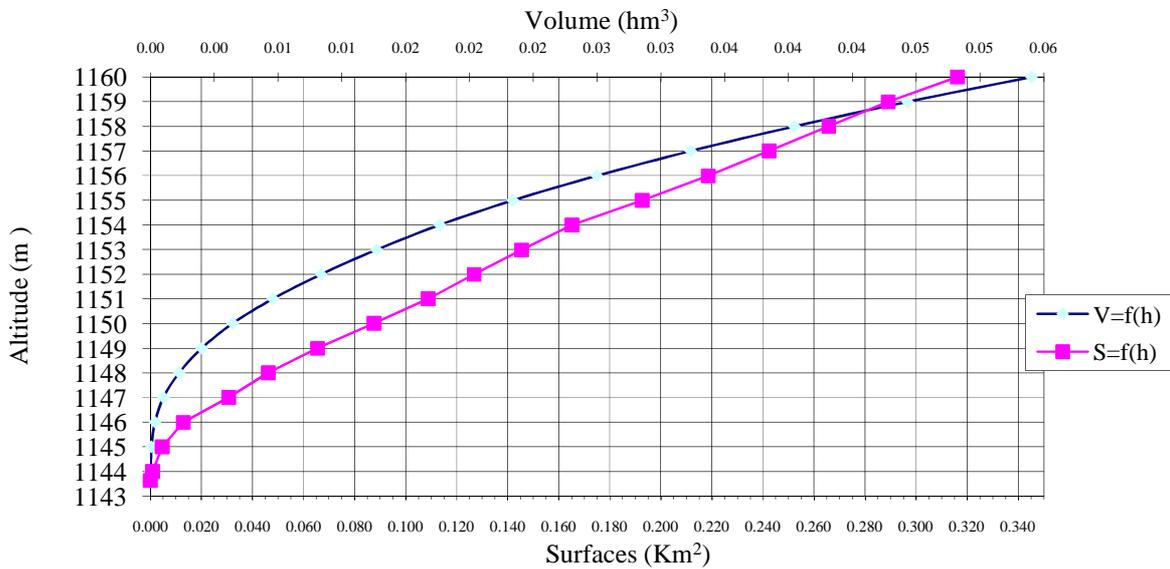


Figure III.14 : courbe capacité -Hauteur et surface -Hauteur.

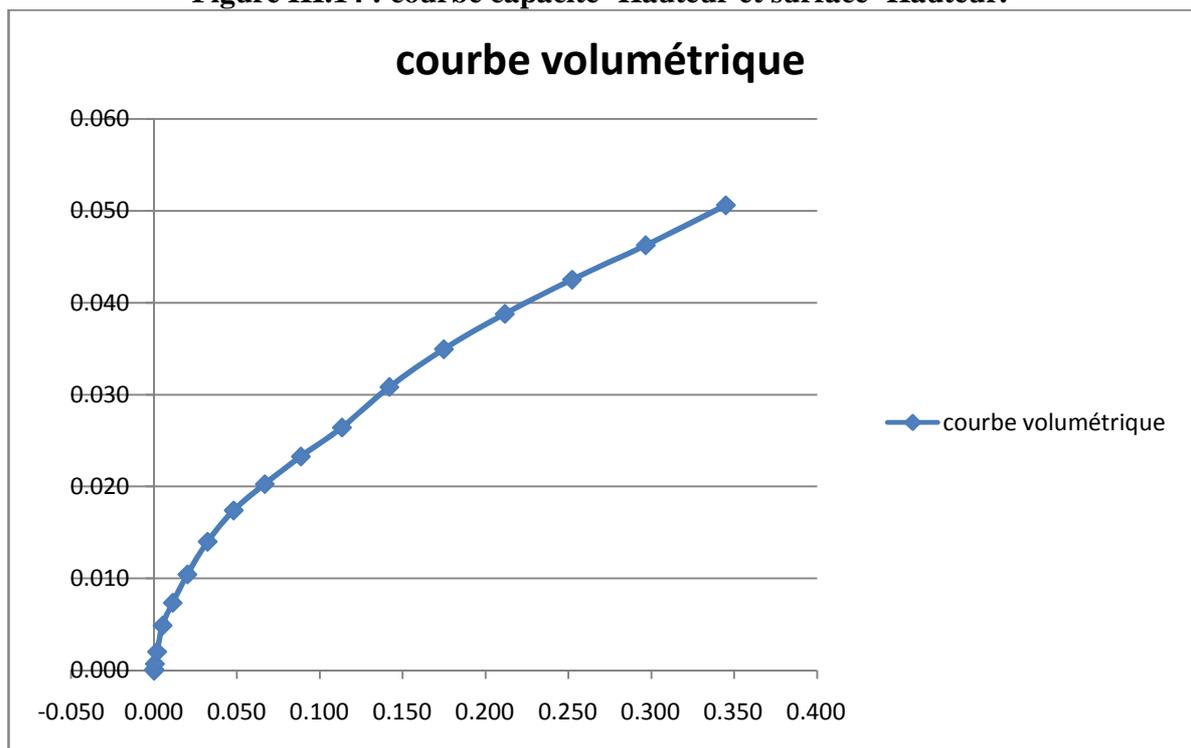


Figure III.15: courbe volumétrique.

III.6.2.Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur AyounAlassafir de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition mensuelle des besoins en eau d’irrigation obtenue après de la D.H.W est donnée au tableau (III.25).

Tableau (III.25) Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
%	6,1	1,39	0	0	0	0	0	4,74	12,94	21,07	29,73	23,72	100%
A80% Mm ³	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,003	0,005	0,007	0,005	0,022

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport demandé de l’année, c’est à dire lorsque l’apport annuel est supérieur à la demande, on optera pour une régularisation saisonnière.

III.6.3. Calcul du volume utile :

- **Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:**

Dans notre cas, la surface irriguée est de 40 ha, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m³.
- La consommation (U) en m³.
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 312595 \text{ m}^3, V_d = 240997 \text{ m}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 240997 \text{ m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 252311 \text{ Mm}^3$.

- **Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:**

1). Calcul des pertes:

- *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III-16)$$

δ: coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette δ = (0.5÷1.5).

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots(III-17)$$

- *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III-18)$$

E_s :évaporation mensuelle.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 265352m^3, V_d=236876m^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 236876 m^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 248190m^3$

***Remarque :** tous les tableaux sont réparties dans L'annexe : B

2) Estimation de l'erreur :

On a : $\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100$ sachant que $1\% < \zeta < 2\%$

A.N : $\zeta = \frac{240997 - 236876}{240997} \cdot 100 \zeta = 1.71\%$

Donc on admet le volume utile : $V_u=240997 Mm^3$

Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR}=252311Mm^3$

La cote au niveau normal de la retenue est $NNR=1158m$.

III.7.Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines de T_c durent donc peu et les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des P.H.E sera faible.

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de *BLACKMORE*, la méthode *GRAPHIQUE*, la méthode de *KOTCHERINE* et la méthode grapho-analytique de *HILDEN BLAT*.

Et en fin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation ; vue que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

Principe de calcul :

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt}$$

Et, $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

A/Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants :

L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.

Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;

Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;

Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots(III.19).$$

Où :

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

$Q\%$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée.

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots(III.20)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et a mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.21).$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

$g = 9,81$ accélération de la pesanteur ;

L : largeur de déversoir ;

H_d : charge sur le déversoir.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges ' H_d ' et différentes largeurs du seuil déversant ' b ' de l'évacuateur de crues.

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$\text{Et } S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (22)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (23)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 14 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (24)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(25)$$

Ou :

H_o : la charge globale.

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$: La charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de **q_{lam}**. Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calcule pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux et les Figures suivantes.

Tableau III.26 : Données initiales

Données initiales	
G	9,81 m ² /s
A	1
Q _{1%}	18.17m ³ /s
V _{crue 1%}	0.124Mm ³
M	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau N°III.27 : 1^{ère} étape de calcul.

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9,81	4	0,5	3,0695	2	1,5347	22689
α	1	6	0,8	9,3182	4,8	1,9413	42689
2*g	19,62	8	1	17,363	8	2,1704	47689
2.g ^{0,5}	4,4294469	10	1,2	28,531	12	2,3776	53589
Q _{1%}	18,17	12	1,4	43,144	16,8	2,5681	67689
W _{1%}	247257	14	1,8	73,381	25,2	2,9119	87689
m=	0,49						

Tableau N°III.28 : 2^{ème} étape de calcul

hauteur	Vitesse	hauteur tot	débit m ³ /s					
			4	6	8	10	12	14
m	m/s	m						
0,5	1,5347	0,5	3,0695	4,6042	6,139	7,67	9,208	10,743
0,8	1,941	0,992	8,5788	12,868	17,158	21,447	25,736345	30,026
1	2,170	1,240	11,989	17,984	23,978	29,973	35,9676355	41,96
1,2	2,378	1,488	15,76	23,64	31,520	39,401	47,2806848	55,1608
1,4	2,568	1,736	19,86	29,79	39,720	49,65	59,5804724	69,5106
1,8	2,912	2,232	28,953	43,43	57,906776	72,383	86,8601643	101,337

Tableau N°III.29 : 3^{ème} étape de calcul

H	Vch	q	débit (m ³ /s)					
			4	6	8	10	12	14
0,5	22689	16,50267	3,0695	4,6042	6,1389002	7,6736	9,20835034	10,7431
0,8	42689	15,03294	8,5788	12,868	17,157563	21,447	25,736345	30,0257
1	47689	14,66551	11,989	17,984	23,978424	29,973	35,9676355	41,9622
1,2	53589	14,23194	15,76	23,64	31,520457	39,401	47,2806848	55,1608
1,4	67689	13,19579	19,86	29,79	39,720315	49,65	59,5804724	69,5106
1,8	87689	11,72606	28,953	43,43	57,906776	72,383	86,8601643	101,337

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montreles figures : III.16 et III.17.

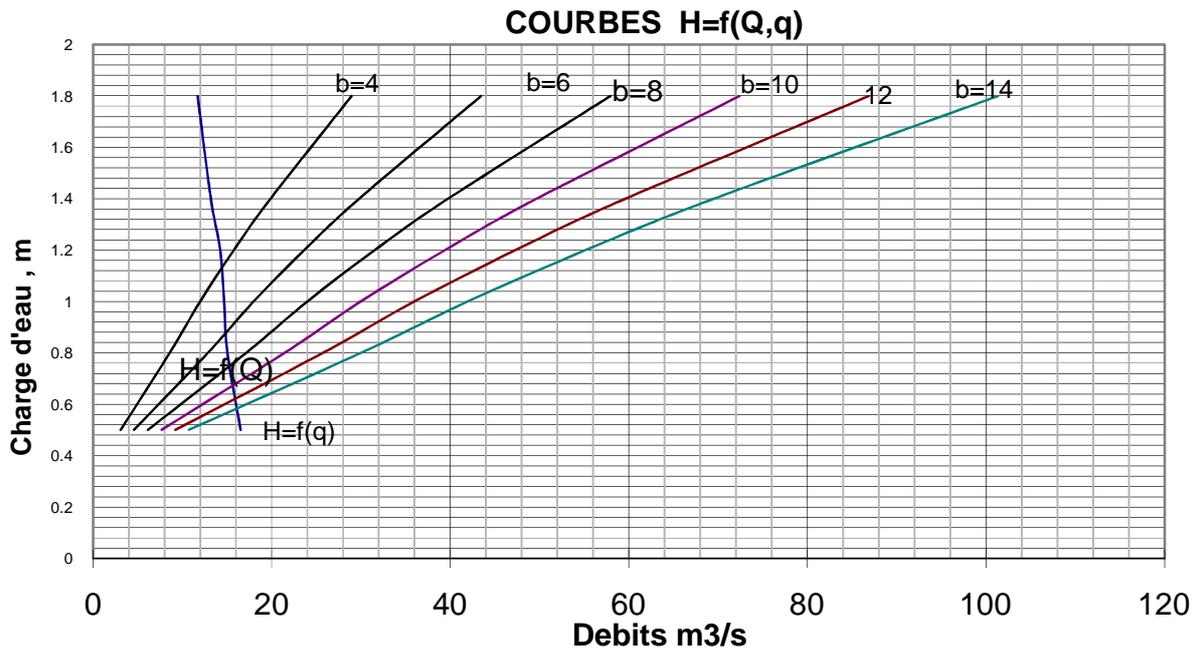


Figure III.16 Courbes $H=f(Q,q)$

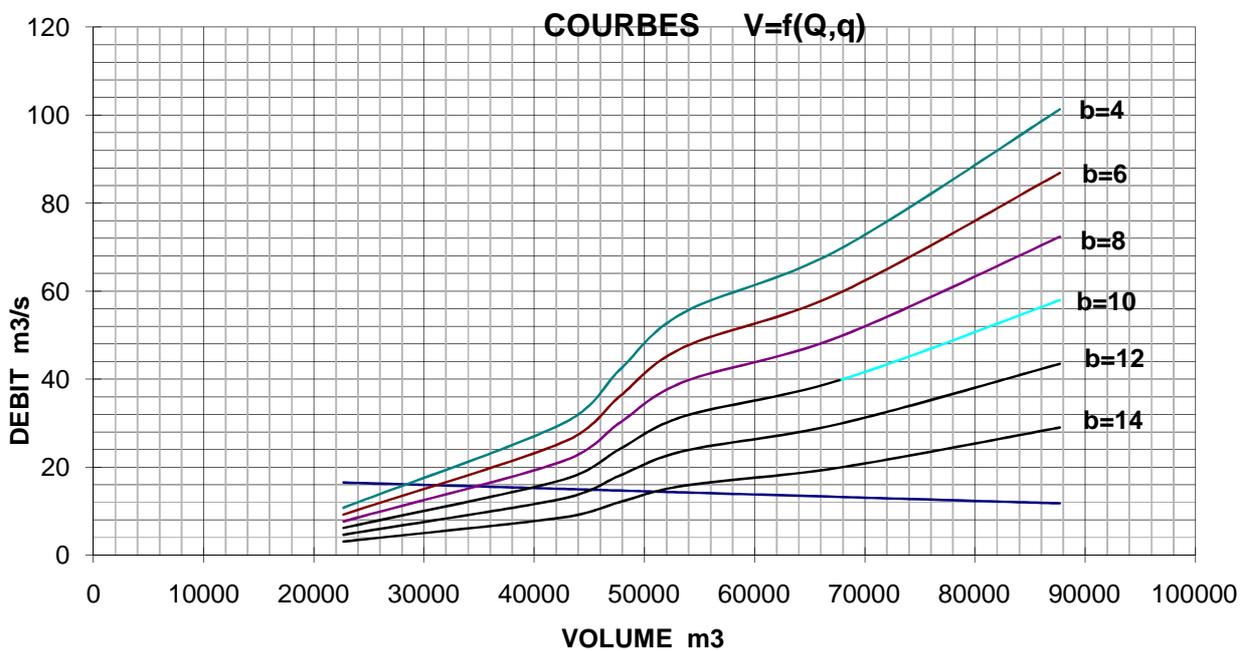


Figure III.17 Courbes $V=f(Q,q)$.

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau.

Tableau N°III.30 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé}(m³)
4	0,5	1158,5	3,0695	22689
6	0,8	1158,8	12,868	42689
8	1	1159	23,978424	47689
10	1,2	1159,2	39,401	53589
12	1,4	1159,4	59,580472	67689
14	1,8	1159,8	101,337	87689

Pour des raisons économiques et de sécurité on adopte un déversoir de largeur égal à $b=6m$ correspondent à un débit laminaire $12.87 m^3/s$ et charge déversant égale $0,8 m$.
Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort, Niveau maximal des eaux PHE et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.31: les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	1148 m
NNR (m)	1158 m
Volume mort	11314 m³
Volume utile	240997 m³
Volume normal de la retenue	252311 m³
NPHE(m)	1158.8m

IV.1.Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.2. Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.

La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement .L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.3. Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

***La topographie du site:**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

***La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

***Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

***Les matériaux de construction:**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et, si ce n'est pas le cas, du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

***Les conditions socio-économiques :**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

IV.4. Les variantes à choisir :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

IV.4.1 .Barrage en terre Homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

IV.4.2 Barrage à zones :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

IV.5.pentes des talus :

Les pentes des talus de la retenue collinaire en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Le tableau ci-après donne des valeurs des pentes, que nous allons confirmer par une étude de stabilité.

TableauIV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur de la digue	Type du retenue collinaire	Pente des Talus	
		Amont	Aval
3<H<5	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène à fort • Zoné 	1/2.5	1/2
		1/2	1/2
5<H<10	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène Granulométrique étendue • Homogène à fort pourcentage d'argile • Zoné 	1/2	1/2
		1/2.5	1/2.5
		1/2	1/2.5
10<H<20	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène Granulométrique étendue • Homogène à fort pourcentage d'argile • Zoné 	1/2.5	1/2.5
		1/3	1/2.5
		1/2	1/3

Les pentes proposées sont suivants:

- Pente de talus amont : 1/3
- Pente de talus aval : 1/2

IV.5.1. Etude comparative :

Une étude comparative d'approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

- **Volume de la digue :**

On aura à procéder de la manière suivante : On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage (m) ;

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i (m).

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots(IV.01)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section "i" (m).

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s’obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots(IV.02)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(IV.03)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} (m)

IV .6.Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.02: Etudesdes coûts des variantes étudiées.

Type de Digue	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharge (argile)	32109,3	300	9632790	19692496
	Enrochement	1046,14	1500	1569210	
	Graviers	1817	1000	1817000	
	Sables	841,87	800	637496	
Zonés	Recharge	20173.00	600	12103800	20350600
	Noyau	14172.00	400	5668800	
	Graviers	2930.00	1000	2344000	
	Sables	2930.00	800	2344000	
Masque En béton	Recharge	43091.71	320	13789347.2	36598097.2
	Masque (béton)	912.35	25000	22808750	

Conclusion

Du point de vue économique la comparaison approximative des différents coûts des variantes favorise la réalisation d'un barrage (en terre homogène) reste que de point de vue technique en montre que :

-Un barrage en terre homogène est facile dans sa réalisation ainsi que la quantité importante de matériaux qui nous ne permettent pas de réaliser cette variante.

- Un barrage zoné à noyau en argile et économique puis il peut faire l'objet de l'étude d'exécution si on peut disposer d'une entreprise expérimentée et qualifiée pour réaliser un barrage zoné.

-Un barrage masque en béton est coûteux et la réalisation de ce type de barrage est assez complexe et nécessite un savoir-faire.

A partir des résultats d'estimation de coût de la digue, la deuxième variante digue zonés est la plus avantageuse.

V.1 : Conception de la digue:

La digue de la retenue collinaire sur **Oued GUELLAL** est une digue dite zoné et sera exploité par triage des argiles plus au moins marneuses qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire, intercalées d'une manière hiérarchique avec les grès et les cailloux.

La composition constructive sera comme suit:

- Fondation ancrée à 4,00 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.
- Filtre inclinée(tapis drainant) aval.
- Des recharges en matériaux semi-perméable.
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

La signification des principaux termes utilisée dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit :

- a) Crête:** Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b) Clé d'ancrage:** elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- c) Bermes:** elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus amont, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- d) Revêtements:** Ils protègent les talus amont contre l'action des vagues et de la pluie pour le talus aval.
- e) Filtres et drainages:** Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

V.2 : Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau. V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation(D’après le V.volkov, 1986)

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

* Notre barrage appartient à la classe III.

V.3 Définition de profil général de la retenue :

V.3.1 Hauteur de barrage :

1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) *Formule de STEVENSON GAILLARD :(1950)*

$$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(V.01)$$

$$\text{Et : } H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.02)$$

Avec V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch ;notre cas F = 0,63 km.

A.N :
$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,63} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,63}$$

$$H = 0,78 \text{ m}$$

D'où :
$$V = 1,5 + 0.66H = 1,5 + 2 \cdot 0,78$$

$$V = 2.01 \text{ m/s}$$

Donc :
$$R = 0,75 \cdot 0,78 + \frac{2.01^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$R = 0.8 \text{ m}$$

b) *Formule de MALLET et PACQUANT :(1951)*

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Et : } H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.02)$$

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,63}$
 $H = 0,76\text{m}$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76$
 $V = 3.02 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,76 + \frac{2,918^2}{2 \cdot 9,81}$
 $R = 1,22 \text{ m}$

c)Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.03)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,63} = 1,23 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$R = 1,08 \text{ m.}$

2 .Calcul du tassement du barrage :

Généralement pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égal à 1,50 % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement Suivant la formule (Lestor 1956) :

$$T = 0,015 H_b \dots\dots\dots (V.04)$$

Avec T : Tassement de la crête du barrage;

H_b : Hauteur du barrage.

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

D'où : $H_b = 1158 - 1145 + 0,8 + 1,08 + 0,20$

$$H_b = 15 \text{ m}$$

V.3.2 La largeur en crête :

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de (4 à 6 m).

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.05)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (V.06)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (V.07)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.08)$$

Avec H_b : Hauteur du barrage (m).

- **Tableau V.02:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête

<i>Formule</i>	<i>b_{cr}(m)</i>
KNAPPEN	6.39
EF PREECE	5.26
PRATIQUE	6.45
SIMPLIFIEE	5.88

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 06 m.$

V.3.3 La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à:

$$L_{crête} = 95 m.$$

V.3.4 les bermes

Talus amont :

Une verme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d’effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 2m à la cote 1150 m NGA.

V.3.5 Pentés des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

- Tableau V.03: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue	Type du retenue collinaire	Pente des Talus	
		Amont	Aval
3<H<5	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène à fort • Zoné 	1/2.5	1/2
		1/2	1/2
5<H<10	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène Granulométrique étendue • Homogène a fort pourcentage d'argile • Zoné 	1/2	1/2
		1/2.5	1/2.5
		1/2	1/2.5
10<H<20	<ul style="list-style-type: none"> • Homogene Granolometrique étendue • Homogene a fort pourcentage d'argile • Zoné 	1/2.5	1/2.5
		1/3	1/2.5
		1/2	1/3

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée.

✖ talus amont 1: 2

✖ talus aval 1: 3

V.3.6 Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage).

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gravier à granulométrie étendue de 40cm et enrochement (RIP-RAP) de 40cm, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

V-3.7. Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

le talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'un mélange constitué de gravier à granulométrie étendue.

Talus en amont:

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes c'est après.

Méthode: TVA:

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V.09)$$

Avec e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues(3.04 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p :
poids volumique des matériaux enrochement ($\gamma_p=2,65 \text{ g/cm}^2$).

La valeur de C est donnée par le *tableau V.04*.

- **Tableau V.04:** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

<i>PENTE DU TALUS</i>	<i>VALEUR DE C POUR</i>		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1:4	0.027	0.024	0.022
1:3	0,028	0,025	0,023
1:2	0.031	0.028	0.026
1:1.5	0.036	0.032	0.030
1:1	0.047	0.041	0.038

D'où : $e = 0,33 \text{ m.}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e=40 \text{ cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 40 cm d'enrochements,50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que:

$$P \geq 0,52 * e^2 * G_s \dots\dots\dots (V.10)$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec D_p : Diamètre moyen de la pierre en (m);

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=26.5 \text{ KN/m}^3$);

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q = \left(\frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \right) \text{ [tonne]} \dots\dots\dots (V.12)$$

Où m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m^3);

h : Hauteur des vagues ($h = \beta \cdot h_0$);

λ : Longueur d'onde de la vague en (m).

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{Et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \dots\dots\dots (V.14)$$

Où K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague :

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}} \dots\dots\dots (V.15)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{\frac{-14}{V}} \dots\dots\dots (V.16)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$(F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon).$$

V : Vitesse des vagues en m/s.

- Tableau V.05: Résultats de calcul

<i>Indices</i>	ε	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
<i>Valeurs</i>	00,11	02,09	00,81	00,09	00,11	00,44	00,56	00,06	00,46

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 26,5 \cdot 0,06^2 \cdot 0,46}{\left(\frac{26,5}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 3^3}}$$

$$Q_p = 0,0168 \text{ KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,0168}{0,524 \cdot 2,65}}$$

$$D_p = 0,23 \text{ m}$$

V.4. Drainages :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

On doit contrôler son fonctionnement.

A/ Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

A / Dimensionnement de prisme de drainage.

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. (Voir coupe type de la digue).

1) Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1=1$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2= 1$$

2) la hauteur du drain :

$$h_{dr}=(0,15 \div 0,2)H_{bcr}.....(V.17)$$

hdr=0,2. 15= 3m

3) la largeur en sommet :

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr} \dots\dots\dots (V.18)$$

$$b_{dr} = \frac{1}{6} \cdot 3 = 0.5m$$

4) largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) \cdot h_{dr} \dots\dots\dots (V.19)$$

$$B = 0.5 + (1 + 1) \cdot 3 = 6.5m$$

B/Dimensionnement de tapis de drainage.

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de e = 1 m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

*** Longueur de tapis :**

La longueur est déterminée par les formules suivantes : La largeur du drain est déterminée par la formule suivante : Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.20)$$

Ld : Longueur du drain tapis en mètres ;

Lb : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$L_d = \frac{84}{3} = 28m$$

V.5. la Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de noyau . La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5.5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage

La largeur en base est de 4m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1,0.

V.6. Etude des infiltrations :

Généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettent de déterminer les éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage ; le débit de fuite ; la pression de l'eau interstitielle dans le massif. La zone submergée du corps de la digue

Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.6.1. Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (V.21)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.08)$$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où

$$Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.22)$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

$h = H_e$

d : étant la largeur en base diminuée de $0.7.b$

$b = m_1.h$ donc : $b = 46.5$ m

$d = 32.55$ m est déterminée graphiquement

$y_0 = 3.5$ m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$\boxed{y^2 = 7x + 12.25}$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A.

Pour obtenir la ligne de saturation a partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé a une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + H^2} - d) \text{ AN : } a_0 = 1.75m$$

Tableau V.05 : coordonnées du parabole de Kozeny.

X	Y
m	m
-1,751	0,00
0	3,50
1	4,39
5	6,88
9	8,68
13	10,16
17	11,46
21	12,62
25	13,69
29	14,68
30	14,91
31	15,15
32,55	15,50

V.6.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur. Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et : } A = y \cdot I$$

$$\text{Donc : } q_n = K y \frac{dy}{dx} \quad \text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où : $q_n = K y_0$ m³/s/ml.

Sachant que :

$$K = 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 3,5 \cdot 10^{-8} \text{ l/s/ml}$$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 82,25 \cdot 10^{-8} \text{ l/s}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

b) la fondation :

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}}$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en [m^2/s] ;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en [m/s] ;

H : Charge hydraulique en [m].

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas

$B=82.72m$ et $h=2m$.

On voit bien que $B > 2h$ donc on peut aisément utiliser la formule.

AN:

$$q_f = \frac{10^{-8} \cdot 14.5}{0,88 + \frac{82.72}{2}} = 3.43 \cdot 10^{-9} \text{ l/s/m.l}$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 3.43 \cdot 10^{-9} \cdot 82.72 = 2.84 \cdot 10^{-7} \text{ l/s}$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f$$

AN:

$$Q_{tot} = 2.84 \cdot 10^{-7} + 8.25 \cdot 10^{-7} = 11.09 \cdot 10^{-7} \text{ l/s}$$

V.5.3. Calcul des filtres :**1. Règles des filtres :**

En tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et

$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{D'où}$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux. ;

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \quad \text{d'où} :$$

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

$$\text{Selon les critères:} \quad 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{Et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0,0005 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0,0051 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 0,1 \text{ mm} ;$$

La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,0075 \text{ mm} < D_{15} < 0,026 \text{ mm} ;$$

$$0,07 \text{ mm} < D_{50} < 0,22 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,0167 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0,165 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0.21 \text{ mm} < D_{15} < 0.644 \text{ mm} ;$$

$$2.31 \text{ mm} < D_{50} < 6.22 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes

$$D_{50} = 4.237 \text{ mm}.$$

$$d_{15} = 0.427 \text{ mm}$$

3- Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

Filtre N° 1 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que : $\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta)\frac{n}{1-n}$.

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

$$d_5 = 0,04 \text{ mm}; d_{10} = 0,045 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 0,05 \text{ mm}; d_{60} = 0,2 \text{ mm};$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 4.45 \text{ Coefficient d'hétérogénéité};$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0,34$$

$$D_5/D_{17} = 0,8 > 0,26.$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0167}{0,115} = 0,145 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N°2 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que : $\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta)\frac{n}{1-n}$

D'après la courbe granulométrique de F₂ :

$$d_5 = 1.2 \text{ mm}; d_{10} = 1.25 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 1.6 \text{ mm}; d_{60} = 5.5 \text{ mm};$$

$$D_5/D_{17} = 0,75 > 0,26 : \text{ pour } n = 0,33; \eta = 4.4$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.53 < 4$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur égale à 30 cm.

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur égale à 30cm.

L'enrochement d'épaisseur égale à 40 cm.

V.7. Calcul de stabilité :

V.7.1. Généralités sur l'étude de stabilité des barrages:

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur les économies locales. Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

Le glissement des talus ;

L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation. L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

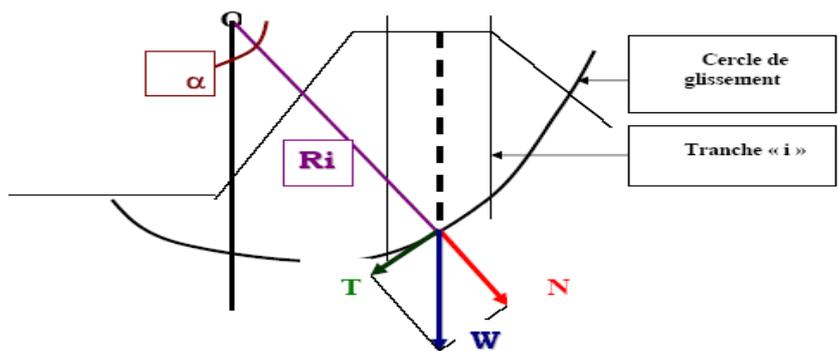


Figure 3 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

V.7.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc., Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

-Cas2 : Retenue au niveau normal (talus aval)

-Cas 3 : Vidange rapide. (talus amont)

-Cas 3: de fin de construction.

Ces trois cas doivent être analysés pour le suivant :

***État normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

***fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

***Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant:

Tableau V.06: Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compares aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types :

A/ glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

A-1. Glissement en cascade.

A-2 .Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

V.7.3.PROCEDES DE FONDEEV DE DERTMINATION DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUES

Pour définir la zone des centres de cercle critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

Tableau V.07: Détermination des rayons des cercles de glissement

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R_{min}/H	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
R_{max}/H	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Tableau V.08: Résultat de cas étudié.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	15	34.5
Aval	2	0,75	1,75	11,25	26,25

En suite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur $b=0,1R$ où R est le rayon du cercle.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

Poids de la tranche « G ».

Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

Forces de pressions interstitielles.

Forces de Cohésion.

L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

*Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G \cos \alpha \dots\dots\dots(V.23)$$

*Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G \sin \alpha \dots\dots\dots(V.24)$$

* α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (V.09) suivant :

Tableau V.09: Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	25°
C	T/m ²	5
γ_{sat}	T/m ³	2.29
γ_d	T/m ³	2.08

V.7.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a. Force de pesanteur :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$.

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $N = G \cdot \cos \alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.

- $T = G \cdot \sin \alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :
$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

b. Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

c. Forces dues au séisme : Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \cdot r/R \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,10).

G_n : Poids de la tranche.

V.7.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

Force de frottement :

$$F_1 = N \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots (V.27)$$

$$F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec : $l = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ($N \cdot t$), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.29)$$

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.7.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1/- calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « Ks » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement.

a)° - avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi + \sum C \cdot l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a \cdot G_n \cdot r}{R}} \dots\dots\dots (V.30)$$

r : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

b)° - Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n + \sum C \cdot l}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V-10).

2/ Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité :

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le notre.

Les résultats de calcul sont regroupes dans le tableau suivant :

Tableau V.10: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION	COEFFICIENT DE SECURITE	
	Avec séisme (K _{as,adm} = 1,1 - 1,05)	
Fin de construction	Talus aval	
	R1=26m	1,83
	R2=23.20m	1,64
	R5=20.50m	1,58
	Talus amont	
	R1=32m	1,20
	R2=30m	1.19
R3=25m	1.17	
Fonctionnement normal	Talus aval	
	R1=26m	1.14
	R2=23.20m	1.05
	R5=20.50m	1.05

Vidange rapide	Talus amont	
	R1=32m	1,53
	R2=30m	1,41
	R3=25m	1,32

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum soit supérieur du coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Remarque : les calculs sont représentés dans l'annexe : D

VI.1. Introduction:

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

VI.1.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences typographiques du site.
- Les exigences géologiques du site.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :
- L'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2) Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbre du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle ci peut fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VI.1.3) Évacuateur des crues :

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- *Canal d'entrée
- *Déversoir
- *Chenal d'écoulement.
- *Convergeant
- *Coursier
- *Élément de dissipation
- * Un canal de restitution

A/Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir type Creager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 1158 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 1158.8 m NGA.
- Charge à évacuer : $H = 0.8$ m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 12.87$ m³/s
- Largeur déversant : $L = 6$ m.

VI.2. Dimensionnement hydraulique :**VI.2.1. Canal d'amenée :**

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V_{\text{ap}} = \frac{Q}{S_{\text{can}}}$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{\text{can}} = H \times b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lane déversante en [m].

$$\text{A.N.: } V_{ap} = \frac{12.87}{6 \cdot (0.8 + 1)} = 1.19 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion

Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = h + P + R$$

Avec : $R = 1.08$ m la revanche

On adopte une valeur de :

$$H_m = 3 \text{ m.}$$

Longueur du canal d'approche : La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 10.4 m.

VI.2.2. Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversant épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \cdot H^{0.85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci dessous et le profil du déversoir est représenté ci dessous.

Tableau n° VI.01 : coordonnées de profil de Creager.

coordonnées graphiques	
X	Y
0	0,000
0,1	0,006
0,2	0,021
0,3	0,045
0,4	0,076
0,5	0,115
0,6	0,161
0,7	0,214
0,8	0,274
0,9	0,340
1	0,414

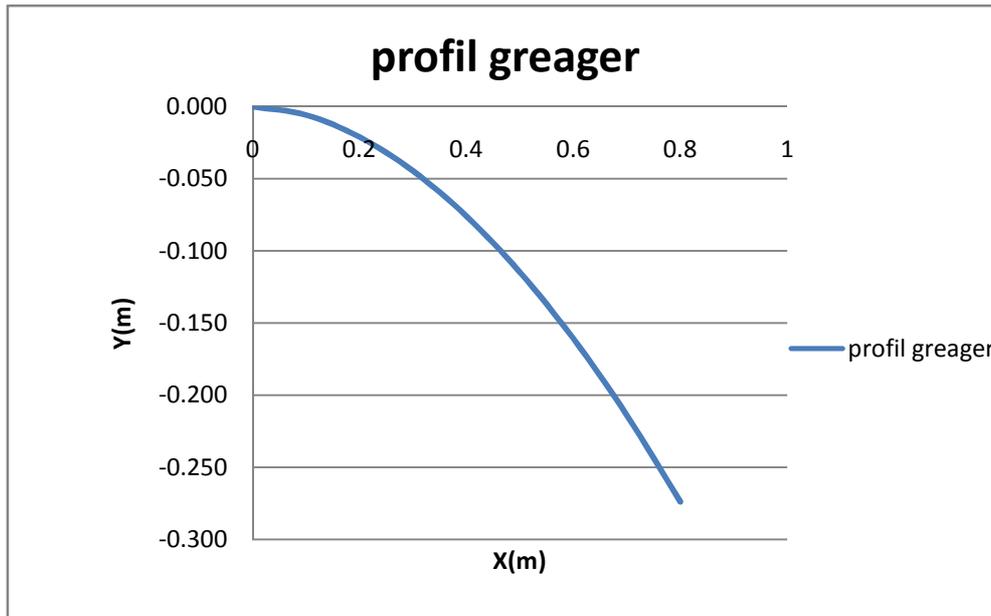


Figure VI.1 : schéma du profil du seuil déversant (*Greager*).

VI.2.3) Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 21 m,

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 12.87 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{12.87}{6}\right)^2} = 0.77 \text{ m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K_s : coefficient de Manning –Strickler ($K_s = 71.42$)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K_s \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{12.87 \cdot (6 + (2 \cdot 0.77))^{2/3}}{71 \cdot (6 \cdot 0.77)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,29\%$$

$I_{cr} = 0.29\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée.

VI.2.4) Calcul du convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle (*largeur du coursier*).

A.N :

$$L = 2,5 (6 - 3) = 7.5 \text{ m}$$

VI.2.5) Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 12.87^{0.4} = 3 \text{ m}$$

b- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 26.5 mètres.

c- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 4 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{12.87^2}{9.81 \cdot 3^2}} = 1.23m$$

d- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 3 \cdot 1.23 = 3.69 m^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 3 + 2.46 = 5.46 m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{3.69}{5.46} = 0.676m \quad , \text{ Alor : } C_{cr} = \frac{1}{0,014} \cdot 0.676^{1/6} = 66.91$$

$$I_{cr} = \left(\frac{12.87}{66.91 \cdot 3.69 \cdot 0.676^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,40\% \quad ,(I_{coursier} \leq I_{cr})$$

e- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau n° VI.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
12.87	72	0.30	0.283	1.233	NT	26.5

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	1.233	1.00307	2.180	3.539
1	10	10	0.713	2.91681	3.732	27.37
2	20	10	0.583	3.93522	5.099	50.158
3	30	10	0.523	4.63276	6.134	69.816
4	40	10	0.483	5.21920	7.062	89.101
5	50	10	0.453	5.74654	7.932	108.561
Aval	60	10	0.356	6.149	8.619	124.824

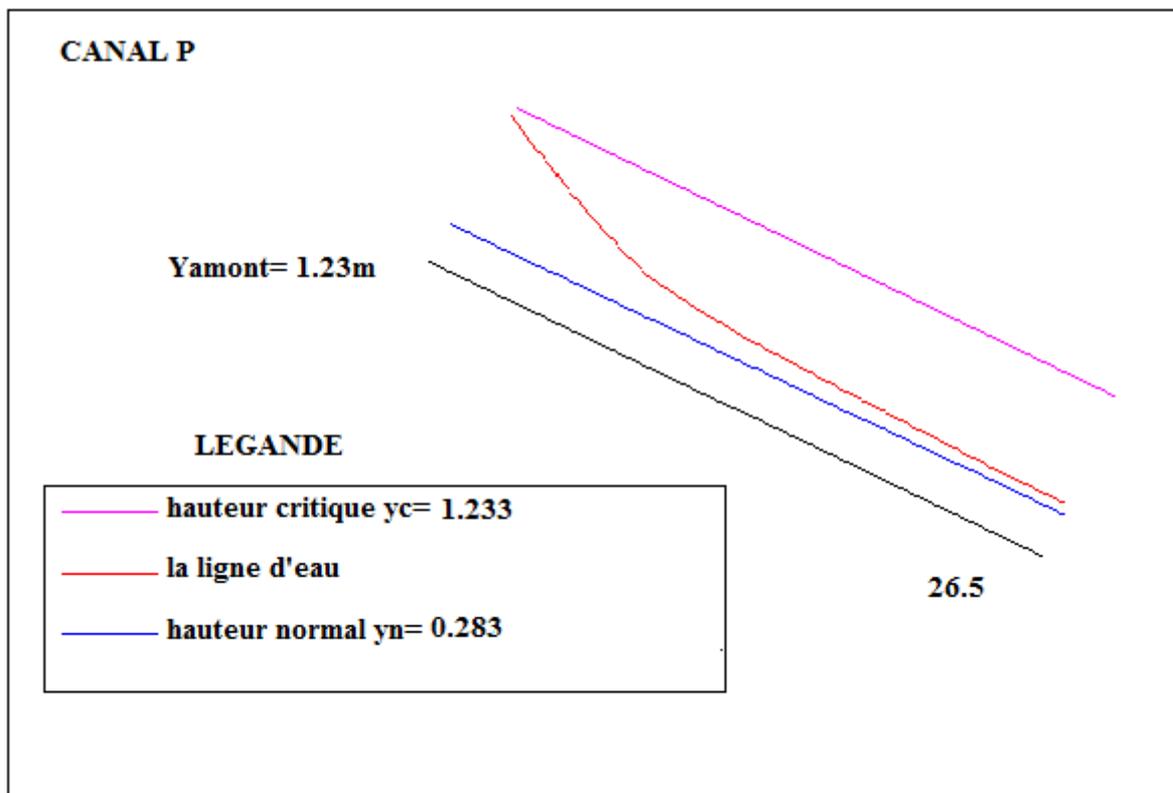


Figure VI.2. Schéma de la ligne d'eau selon le logiciel CANALP

On a :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{12.87}{3 \cdot 0.356} = 11.68 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{11.68}{\sqrt{9.81 \cdot 0.356}} = 6.25$$

VI.2.6) Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieure à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

A/Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe (J) On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 8.69 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0.356$$

Donc :

$$Y_2 = 8.69 * 0.356 = 3.09\text{m}$$

Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe E:

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2.5$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 2.5 \times 3.09 = 8.961 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 9 \text{ m}$$

B / Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,356 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,40 \Rightarrow h_2 = 0.5\text{m} \quad \frac{h_2}{y_1} = 1,70 \Rightarrow h_2 = 0.61\text{m}$$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

h_1 : hauteur du seuil terminal.

* *Dimensionnement des blocs chicane:*

$$l = 0,2 h_2 = 0,12\text{m.}$$

$$L = 0,75 h_2 = 0,458\text{m.}$$

l : largeur du seuil.

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,8.y_2 = 0.496\text{m.}$$

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

VI.2.7- Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K.$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{12.87^2}{9.81 \cdot 3^2}} = 1.23$ et $\sigma = \frac{1.23 \cdot 1}{3} = 0.41$

D'où :

$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,41}{3} + 0.015 \cdot 0,41^2\right) \cdot 1.23 = 1.07m$
--

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ donc : $S_{cr} = 4.355 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ Donc : $P_{cr} = 4.51 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ donc : $R_{cr} = 0.966 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ Donc : $C_{cr} = 71.02$

$$I_{cr} = \frac{12.87^2}{4.355^2 \cdot 71.02^2 \cdot 0.966} \cdot 100\% = 0,18\%$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$h_n = 0.283m$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C \sqrt{RI}$$

A.N.:

$$V = 71.02 \cdot \sqrt{0.966 \cdot 0,0018} = 2.96m/s$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.3. Conception de l'évacuateur de crues :**VI.3.1. Hauteur des murs bajoyers :**

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

- Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a: } h_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 12.87 / (4.1.23) = 2.61 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1.23 + 0,81 = 2.04 \text{ m}$$

3-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$V = 9.03 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$h_m = 0.356 + 0,91 = 1.27 \text{ m.}$$

4-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 12.87 / (4 \cdot 3.09) = 1.04 \text{ m/s}$$

$$h_m = 3.63 + 0.76 = 4.39 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 3.25 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 39.06 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :**VI.4.1) Calcul du débit de vidange :**

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($15 < T < 21$)jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{0.241 \cdot 10^6}{15 \cdot 86400} + \frac{0.064 \cdot 10^6}{0.252 \cdot 10^6} = 0.439 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,439}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 14,5}} = 0,084 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,084}{3,14}} = 0,287 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 300 \text{ mm}$**

***Correction du coefficient de débit μ :**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

* Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 300 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 87\text{m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.036 \quad , \quad \sum \xi_l = 10.44 \text{ m}$$

* Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (10.44 + 1,7)}} = 0,28$$

Et :

$$S = \frac{0,439}{0,28 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 14.5}} = 0,091 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,091}{3.14}} = 0,344 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 350 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0,439}{0,091} = 4.88 \text{ m/s}$$

VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.21 (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,071 \text{Mm}^3. \text{ Donc } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,071 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s},$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0053}{3.14}} = 0,082 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D = 100 \text{ mm}}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,036 \cdot 87}{0,1} = 36.01 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 36.01}} = 0,16$$

$$S = \frac{0,027}{0,16 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 3.95}} = 0,019 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,019}{3.14}} = 0,156 \text{ m}$$

Donc : **D = 150 m**

* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,027}{0,019} = 1.42\text{m/s}$$

Conclusion :

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (350 mm) au pied aval de la digue.

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VI.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VI.1.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VI .1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI .1.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI .1.5. les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

VI .2.Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau I -01 : devis estimatif;

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	La digue				
1	Décapage	m ³	1920	200.00	384000
2	Remblai	m ³	34345	300.00	10303500
4	Sable.	m ³	2930	500.00	1465000
5	Gravier.	m ³	2930	600.00	1758000
6	Enrochement.	m ³	1320	250.00	330000
7	Gravier +bitume.	m ³	107	450.00	48150

B	Evacuateur de crue				
1	Décapage	m ³	1260	200.00	252000
2	Remblai	m ³	110	300.00	33000
3	Béton armé.	m ³	154	35000.00	5390000
4	Enrochement.	m ³	132	250.00	33000
C	Vidange de fond+prise d'eau				
1	Décapage	m ³	660	200.00	132000
2	Remblai.	m ³	35	300.00	10500
3	Béton armé.	m ³	123.23	35000.00	4313050
4	Conduite 400mm	ml	88	1500.00	132000
5	Vanne 400mm.	U	2	50000.00	100000
Montant global					24684200

A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à : **24.69 Million DA.**

VI.3.Planification :

VI.3.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VI.3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

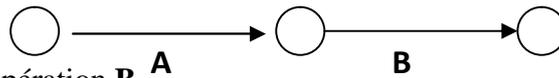
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.3.2.1. méthodes basées sur le réseau :**VI.3.2.1.1. Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VI.3.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ◆ **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- ◆ **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ **Construction des graphes partiels ;**

- ◆ **Regroupement des graphes partiels ;**

- ◆ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**

- ◆ **Construction du réseau ;**

VI.3.2.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.3.2.3. les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.3.2.3.1. collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VI.3.2.3.2. décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.3.2.3.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VI.3.3.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.3.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VI.3.4.1. plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VI.3.4.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VI.3.4.3. plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.4. délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne science la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.4.1.Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.02 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

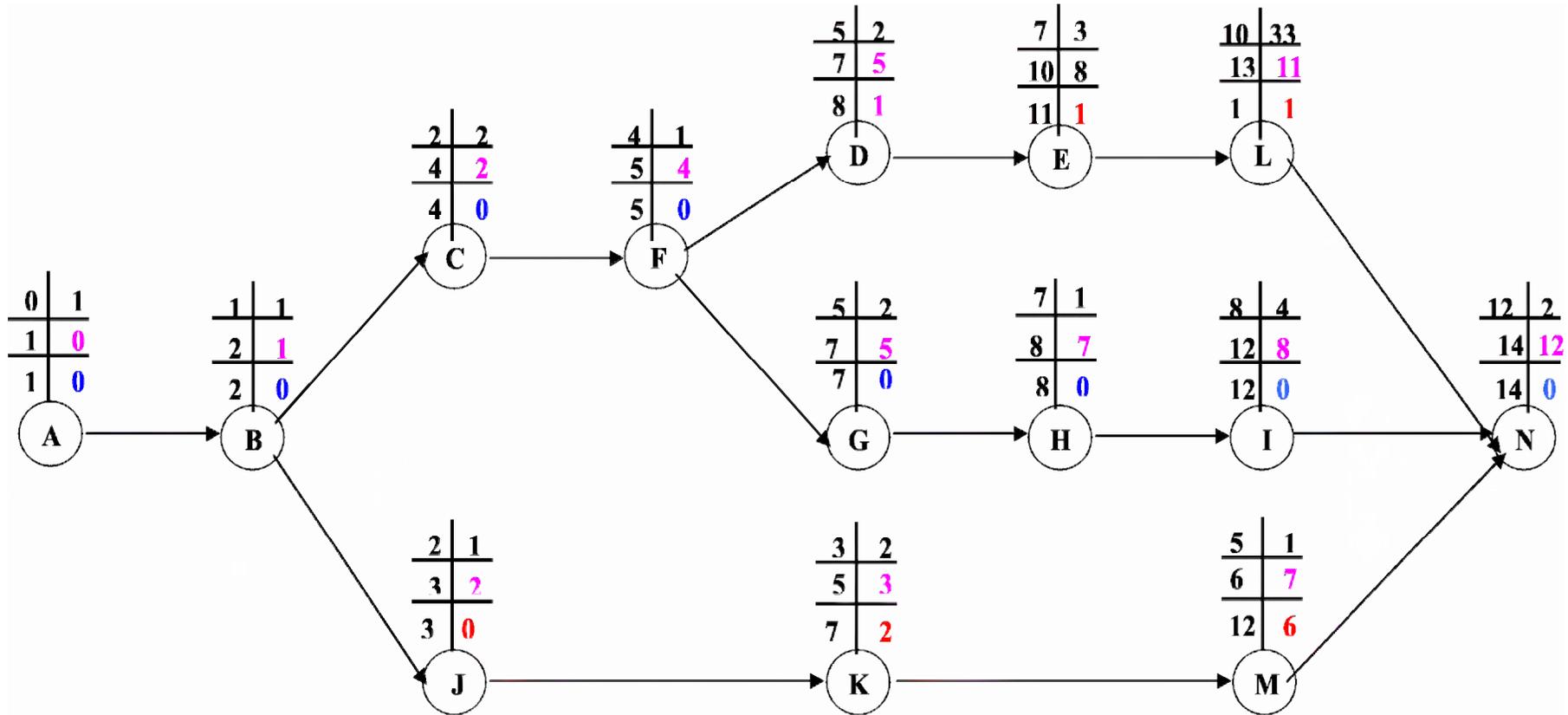


Figure (VI.1) : Réseau à nœuds

VI.5.Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.03 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **14** mois.

Tableau n° VI.04 : programme des travaux pour la réalisation du retenue de GUELLAL

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier pour le chantier;	1													
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire; vidange		1												
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage			2											
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt						2								
Phase 05 : déboisement de la cuvette								3						
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations					1									
Phase 07 : approvisionnement du filtre						2								
Phase 08 : mise en place un système de drainage								1						
Phase 09 : remblai compacté									4					
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crue			1											
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues				2										
Phase 12 : revêtements de talus											2			
Phase 13 : équipements hydraulique						1								
Phase 14 : travaux des finitions													2	

VI.6. Technologie des principaux travaux :**VI.6.1. Exécution des voies d'accès :**

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VI.6.2. Exécution des travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.
- 4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

Conclusion générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued GUELLAL dans la wilaya de Batna qui est destiné à l'irrigation.

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque des données hydrométriques sur la région.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue à noyau en argile vu la disponibilité suffisante des sols fins, et vu sa simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Les résultats de laminage ont donné un largeur de 6 mètres pour évacuer un débit de crue de $12.87 \text{ m}^3/\text{s}$. La vidange de fond est une conduite en acier de 350 millimètres de diamètre sur une longueur de 98 mètres.

En fin d'après l'étude géologique, hydrologique, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes on peut dire que notre retenue collinaire est faisable de point de vue technique et économique.

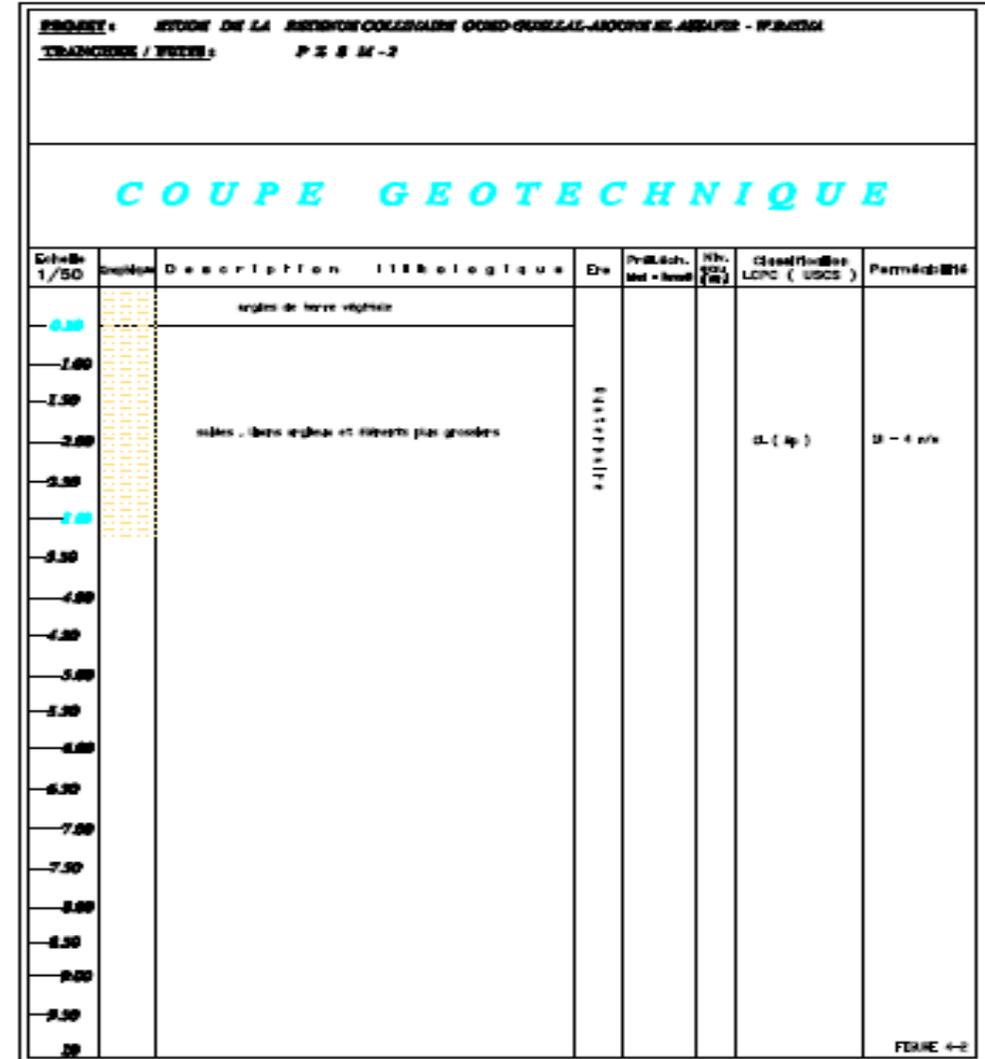
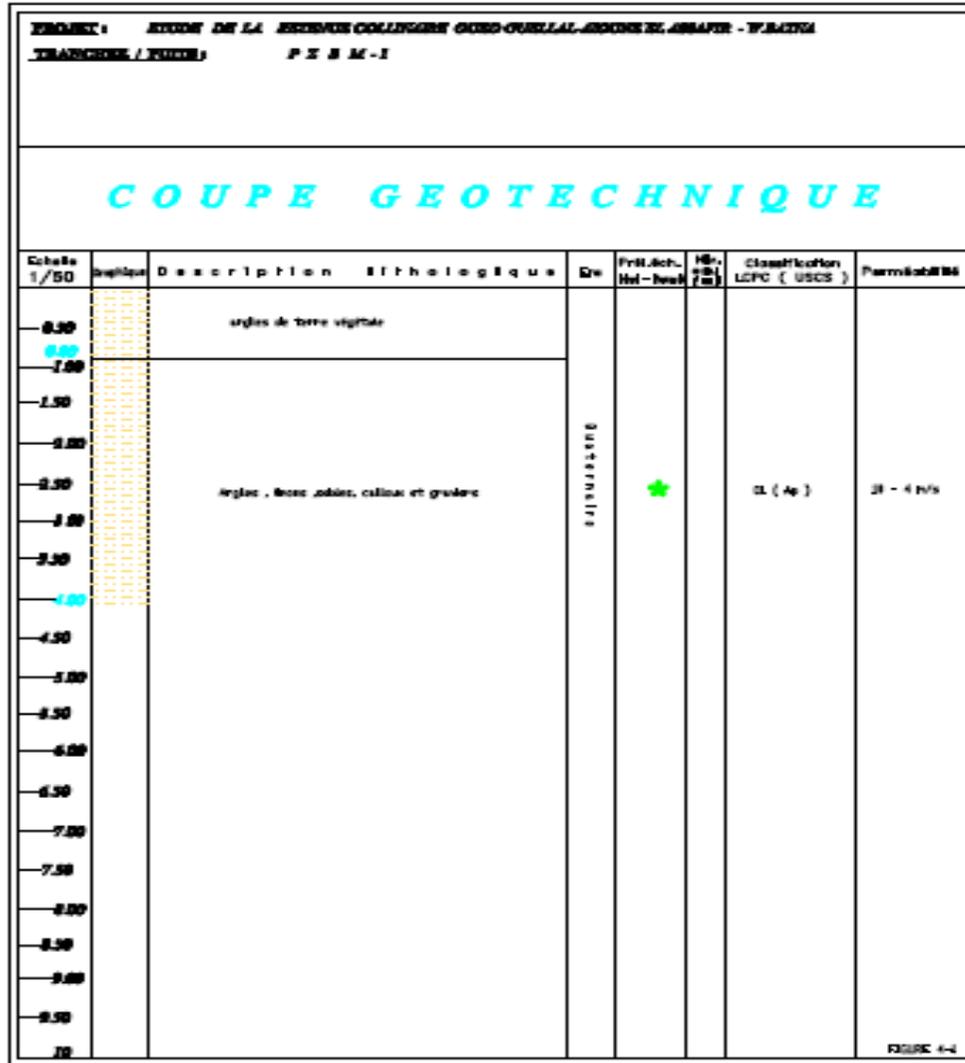
Références bibliographiques

Références bibliographiques :

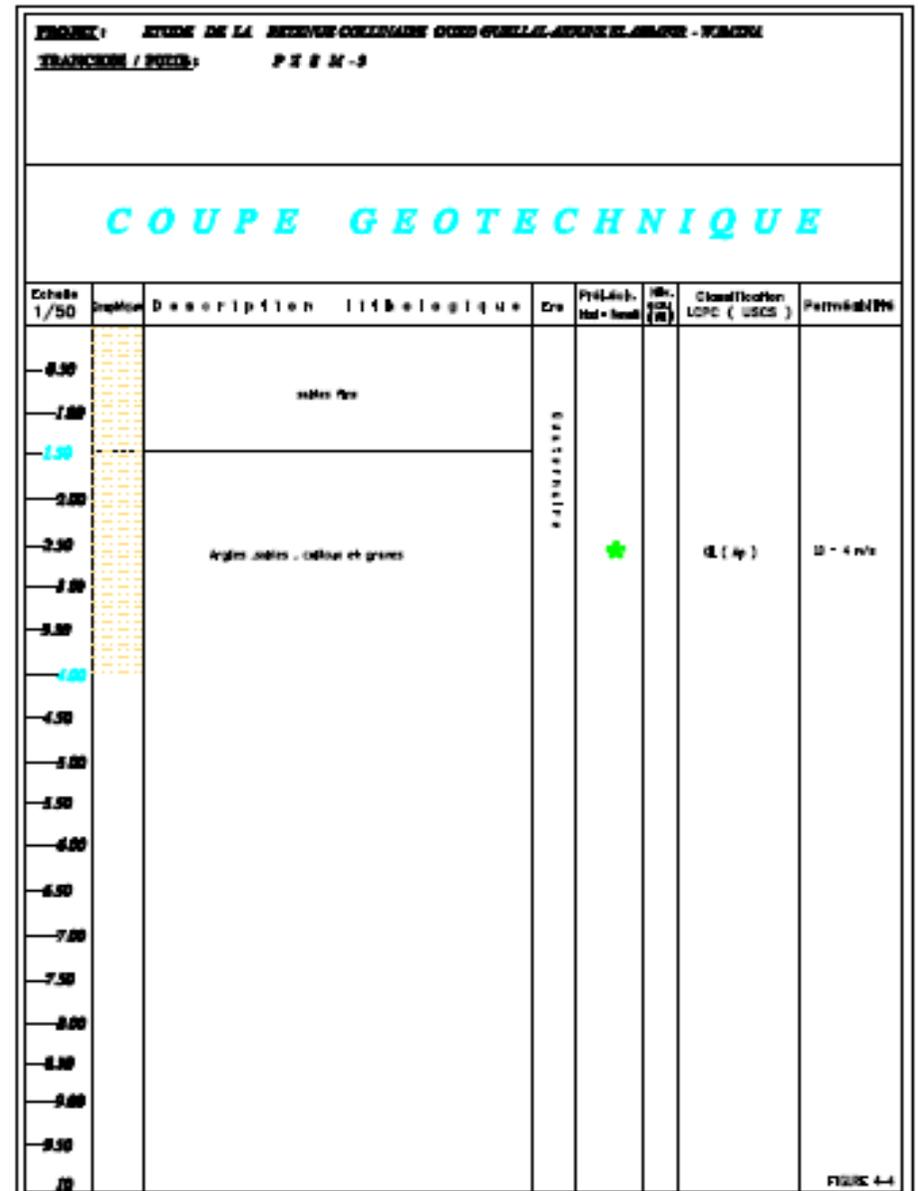
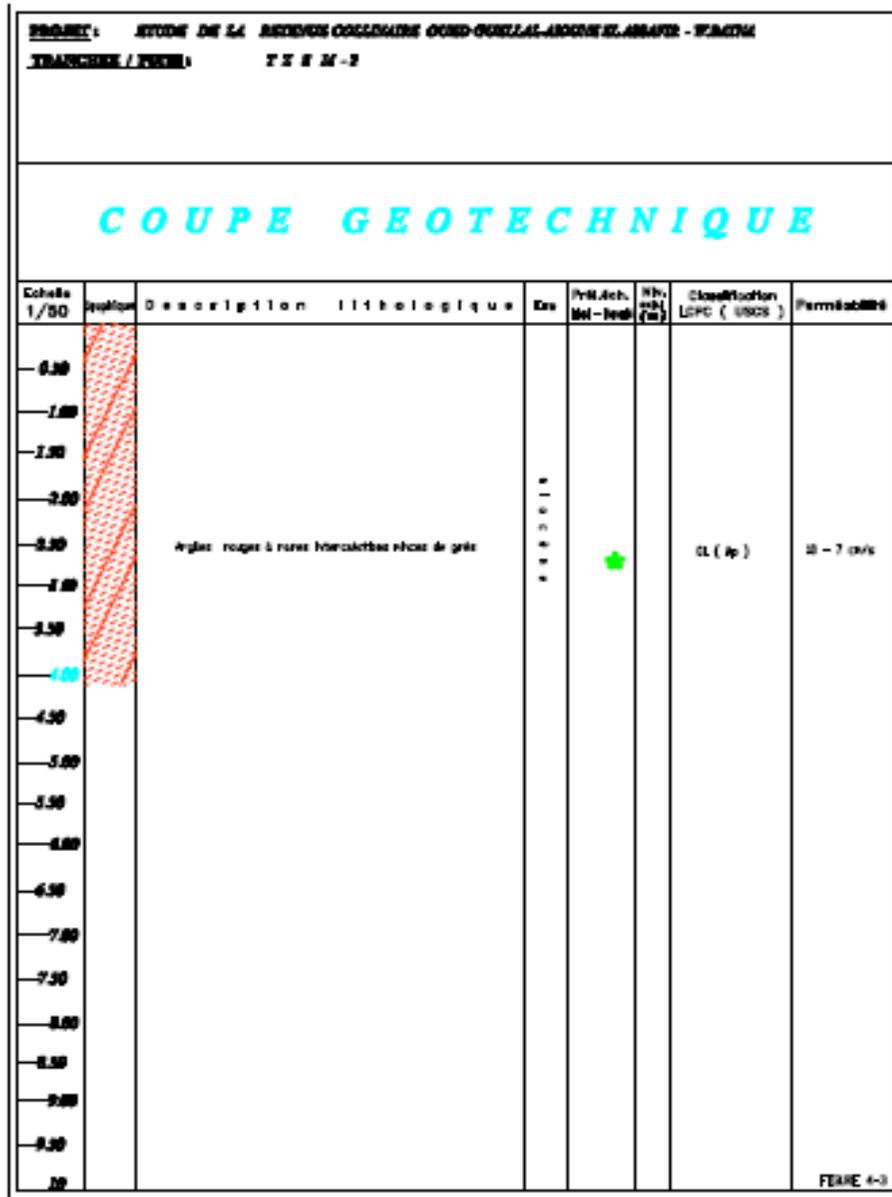
- [01] : **B.TOUAIBIA** (Régularisation des débits) polycopie de cour 'École National supérieur de l'hydraulique Blida 1995. 30P.
- [02] : **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004 .96P .
- [03] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004. P09 –P20.
- [07] : **M. BOUAROURI** « ETUDE DE FAISABILITE D'UN RETENUE COLLINAIRE DE MOAOUIA SUR OUED BEN ZENKIK W. SETIF» Mémoire de fin d'étude. ENSH Blida. 2007. P40-P120.
- [09]:**HASSANE Mohammed**, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.P10.
- [10]:**HASSANE Mohammed**, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida. P06/
- [11]:**HASSANE Mohamed**, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida. P03.
- [12]:**MIHOUBI M K.**, 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. P13.
-

Annexe (A)

Annexe A

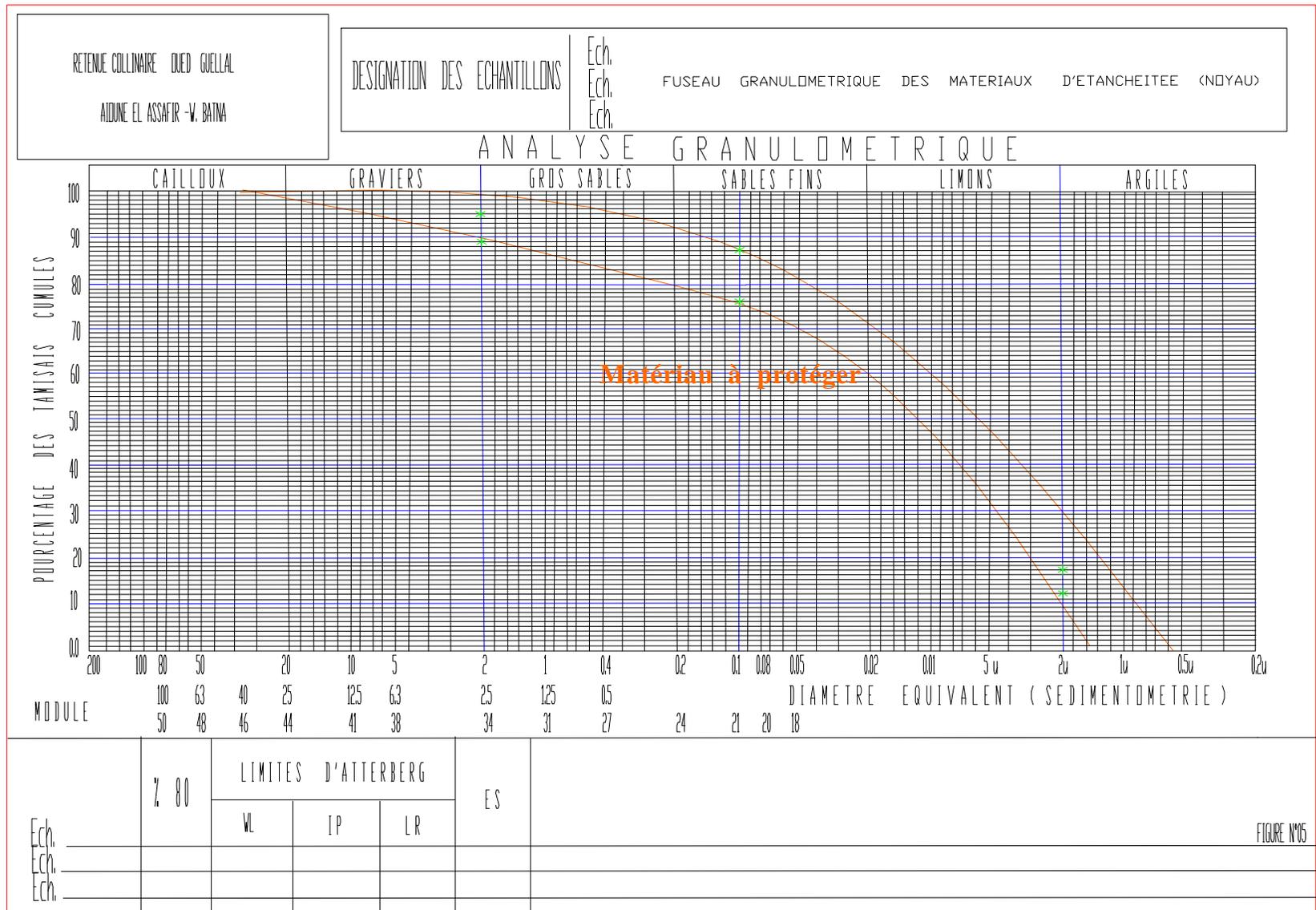


Annexe (A)



Annexe (A)

Annexe (A)



Annexe (A)

CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99/ APRES ADDENDA

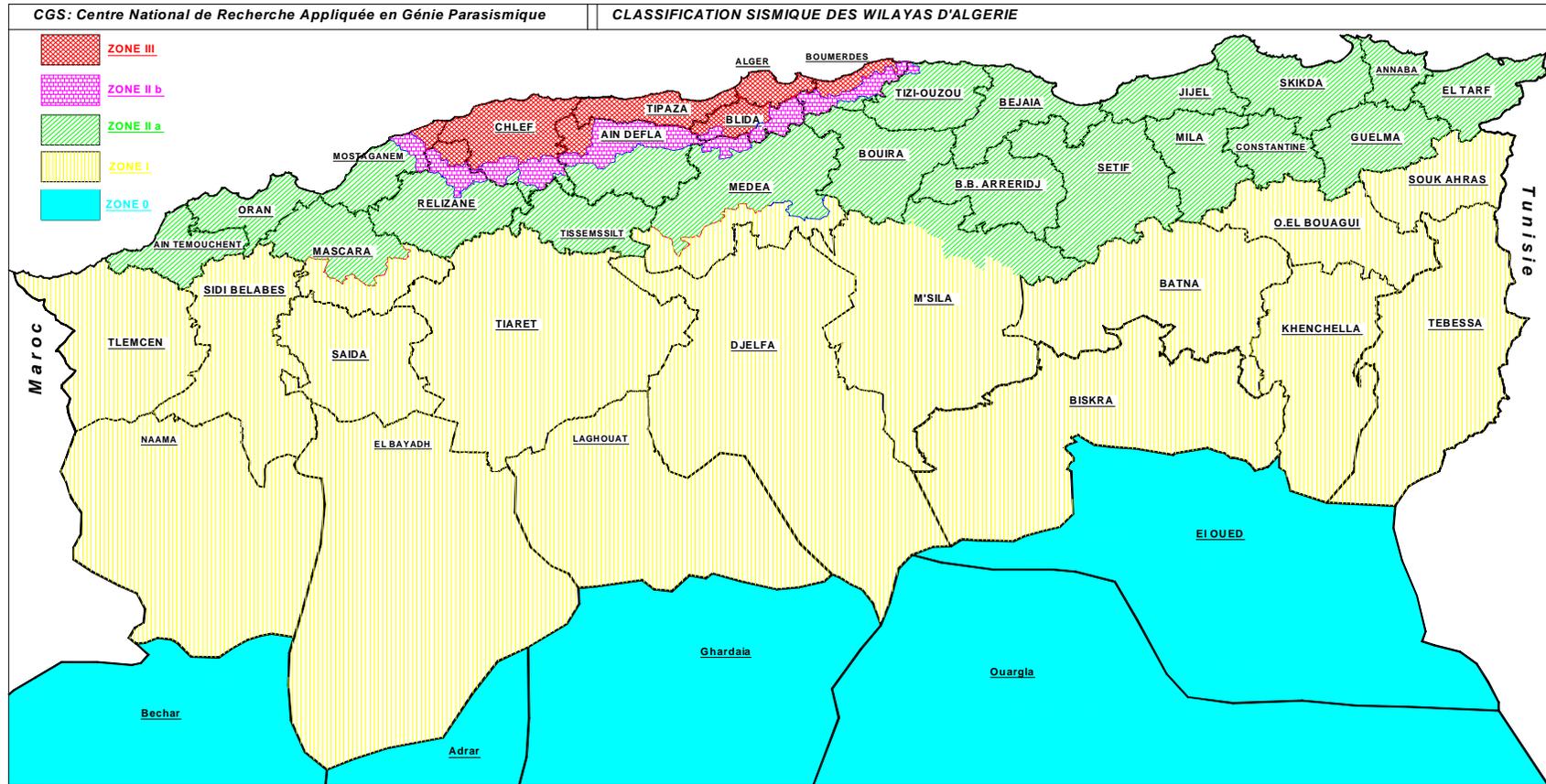


Tableau 10.1 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} et 2^{ème} consigne d'exploitation sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				11314	11314		11314	11314	
septembre	32520	14640,00	17880	92973	92973		59273	75673	16400
octobre	27497	3336,00	24161	116830	116830		73288	75673	2385
nov	24174	0,00	24174	141004	141004		97145	97145	
dec	30820	0,00	30820	171824	171824		121319	121319	
jan	27336	0,00	27336	199160	199160		152139	152139	
fev	20475	0,00	20475	219635	219635		179475	179475	
mars	27872	0,00	27872	247507	247507		199950	199950	
avr	30016	11376,00	18640	278782	278782	3737	227822	227822	
mai	33768	50568,00	-16800	278782	278782	15048	245358	245358	
juin	13507	50568,00	-37061	213593	213593		260406	260406	
juil	2492	70605,33	-68113,33	132885	132885		213593	213593	
aut	8308	0,00	8308	11314	11314		132885	132885	
Total						240997		11314	240997

Tableau 10.2 : Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)									
Mois	W (m3)	U+Π (m3)	W-(U-Π) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				11314	11314		11314	7657311314	
Octobre	32520	258966,533	66233,467	111613	111613		69282.0025	76573	7291.4
Novembre	27497	229067,666	45902,334	143886.68	143886.68		104322.003	104322.003	
Décembre	24174	220311,738	21428,262	169159.45	169159.45		136595.683	136595.683	
Janvier	30820	218687,506	89512,494	197970.95	197970.95		161868.453	161868.453	
Février	27336	216970,762	56389,238	252041.63	252041.63		190679.953	190679.953	
Mars	20475	215852,604	1831647,4	279113.4	279113.4		234750.633	234750.633	
Avril	27872	212616,518	66103,482	294770	294770	2225.4	261822.403	261822.403	
Mai	30016	220729,15	79430,85	294770	294770	5066	294770	294770	
Juin	33768	243988,354	93691,646	219727.753	219727.753		294770	294770	
Juillet	13507	188312,574	-53242,574	148380.958	148380.958		219728.155	219728.155	
Août	2492	152128,254	-127208,254	84111.5625	84111.5625		148381.36	148381.36	
Septembre	8308	9360,475	-1052,475	11314	11314		84111.965	84111.965	
Total	271000	262352	25503.9025			7291.4		11314	7291.4

(Annexe B)

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	Π (m3)
Octobre	252311	42507	0,158	6722,907	1261,56	244326,533
Novembre	231711	40200	0,120	4820,784	1158,55	225731,666
Décembre	224309	39200	0,073	2875,712	1121,55	220311,738
Janvier	222358	39100	0,065	2558,704	1111,79	218687,506
Février	220689	39050	0,067	2614,788	1103,45	216970,762
Mars	219699	38900	0,071	2747,896	1098,50	215852,604
Avril	217547	38800	0,099	3842,752	1087,73	212616,518
Mai	214970	37850	0,120	4542	1074,85	209353,15
Juin	200309	38050	0,155	5887,096	1001,55	193420,354
Juillet	145031	32050	0,205	6561,276	725,15	137744,574
Août	88628	23300	0,286	6661,936	443,14	81522,924
Septembre	11314	7380	0,257	1896,955	56,57	9360,475
Total	2248877,240	416387,000	1.676	51732,806	11244,386	2185900,05

Tableau des donnes pluviométriques

<i>N</i>	<i>Annes</i>	<i>Sept</i>	<i>Octb</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avril</i>	<i>Mais</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Out</i>	<i>PMax journalieres</i>
1	1975	309	576	105	500	83	304	155	235	9	296	0	9	50,3
2	1976	517	89	121	213	556	0	58	0	388	39	252	56	81,3
3	1977	131	247	292	191	580	8	314	843	513	147	0	0	29,8
4	1978	60	0	415	619	250	205	200	636	53	2	293	114	37,4
5	1979	349	149	126	437	511	261	246	362	432	873	9	0	43,7
6	1980	107	721	80	268	854	471	782	673	439	102	0	0	35,5
7	1981	0		190	845	520	205	135	620	105	20	0	280	49,7
8	1982	810	540		315		395	230	40	800	50	110	80	14
9	1983	370	825	400	695	460	300	280	550	985	220	320	130	50,7
10	1984	715	55	360	200	295	290	670	100	460	390	30	0	49
11	1985	85	360	370	225	335	255	825	1060	300	135	40	0	27,3
12	1986	60	170	305	230	467	358	259	845	540	138	0	123	10
13	1987	508	370	116	355	358	349	725	539	402	0	0	45	39
14	1988	41	272	360	166	323	0	272	455	741	423	56	52	18,4
15	1989	402	1555	900	810	1032	85	165	297	45	85	0	112	17,5
16	1990	185	220	482	200	390	0	13	520	625	0	0	120	52,6
17	1991	0	1	429	94	52	164	0	483	0	0	0	240	15
18	1992	0	297	14	48	225	376	219	858	195	63	0	0	19,2
19	1993	12	161	0	5	79	404		290	410	51	0	16	17
20	1994	5	0		961	0	178	289	186	13	188	0	55	31
21	1995	85	338	0	22	310	260	354	714	154	242	0	0	49
22	1996	233	545	896	97	0	190	80	0	0	0	0	0	27,5
23	1997		144	68	496	145	98	536	211	645	0	0	0	22
24	1998	104	526	160	159	127	40	416	259	0	0	0	0	41,1
25	1999	523	315	206	376	279	442	287	177	276	22	126	0	39,1
26	2000	51	280	378	744	115	95	195	292	270	215	0	145	23,2
27	2001	45	120	275	910	110	322	300	615	290	361	45	625	39,4
28	2002	592	110	125	150	860	0	622	1000	1310		0	30	32,4
29	2003	250	0	395	460	248	760	1490	54	133	715	30	135	35,1
30	2004	219	920	170	130	305	217	748	155	853	3	21	21	19,9
31	2005	414	170	920	675	328	465	150	21	512	17	7	42	44,6
32	2006	140	155	108	255	419	413	186	79	12	0	95	140	34,6
33	2007	607	696	81	215	888	187	223	291	3	331	0	61	32,7
34	2008	41	272	360	166	323	0	272	455	741	423	56	52	31,6
35	2009	402	1555	900	810	1032	85	165	297	45	85	0	112	36,2

(Annexe D)

Calcul de la stabilité du talus aval

Cas de fin construction

TABLEAU DES DONNEES							
C1 =	1,94	C2 =	2,5	ph1 =	0,42	a=	0,1
al1 =	0,63945	al2=	0,8769	ph2 =	0,47	CL =	89,254

Rayon de gilssement R1 26

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	poids specif 1(t/m3)	poids specif 2(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg (°)	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	Sous pression P (t)	(Gncos- P) *Tg (t)	a*Gnsin * dn (t)	Bras de levier dn (m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12,000	13	14	15	16	17	
-2	4,00	1,87	0,90	1,95	2,40	23,23	-0,20	0,98	-4,65	22,76	0,45	4,08	0,83	9,79	-11,57	24,91	
-1	2,60	2,27	0,95	1,95	2,40	17,44	-0,10	0,99	-1,74	17,35	0,45	2,61	0,97	7,32	-4,27	24,46	
0	2,60	3,34	1,14	1,95	2,40	24,05	0,00	1,00	0,00	24,05	0,45	2,60	1,34	10,14	0,00	23,82	
1	2,60	4,59	1,10	1,95	2,40	30,14	0,10	0,99	3,01	29,98	0,45	2,61	1,71	12,63	7,00	23,23	
2	2,60	5,82	0,80	1,95	2,40	34,50	0,20	0,98	6,90	33,80	0,45	2,65	1,99	14,21	15,75	22,83	
3	2,60	7,27	0,00	1,95	0,00	36,86	0,30	0,95	11,06	35,16	0,45	2,73	2,18	14,73	25,01	22,62	
4	2,60	7,61	0,00	1,95	0,00	38,58	0,40	0,92	15,43	35,36	0,45	2,84	2,28	14,77	34,91	22,62	
5	2,60	7,60	0,00	1,95	0,00	38,53	0,50	0,87	19,27	33,37	0,45	3,00	2,28	13,88	44,00	22,84	
6	2,60	7,19	0,00	1,95	0,00	36,45	0,60	0,80	21,87	29,16	0,45	3,25	2,16	12,06	50,92	23,28	
7	2,60	6,23	0,00	1,95	0,00	31,59	0,70	0,71	22,11	22,56	0,45	3,64	1,87	9,24	52,89	23,92	
8	2,60	4,42	0,00	1,95	0,00	22,41	0,80	0,60	17,93	13,45	0,51	4,33	1,33	6,19	44,46	24,80	
9	2,32	1,67	0,00	1,95	0,00	7,56	0,90	0,44	6,80	3,29	0,45	5,32	0,50	1,25	17,16	25,24	
										S						S	S / R
Ks = 1,83										117,99						126,21	10,63

(Annexe D)

Calcul de la stabilité du talus aval

Cas de fin construction

TABLEAU DES DONNEES					
C1 =	1,94	C2 =	0	ph1 =	0,42
a1 =	1,4854	al2 =	0	ph2 =	-
				a =	0,1
				CL =	66,85

Rayon de gilssement R2 23.2

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	poids specif 1(t/m3)	poids specif 2(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg ()	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	Sous presion P (t)	(Gncos- P) *Tg (t)	a*Gnsin * dn (t)	Bras de levier dn (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12,000	13	14	15	16	17
-2	2,96	2,05	0,00	1,95	0,00	11,83	0,20	0,98	-2,37	11,59	0,45	3,02	0,62	4,90	-5,37	22,71
-1	2,30	2,85	0,00	1,95	0,00	12,78	0,10	0,99	-1,28	12,72	0,45	2,31	0,86	5,30	-2,78	21,76
0	2,30	3,97	0,00	1,95	0,00	17,81	0,00	1,00	0,00	17,81	0,45	2,30	1,19	7,42	0,00	21,19
1	2,30	5,05	0,00	1,95	0,00	22,65	0,10	0,99	2,26	22,54	0,45	2,31	1,52	9,39	4,59	20,26
2	2,30	5,88	0,00	1,95	0,00	26,37	0,20	0,98	5,27	25,84	0,45	2,35	1,76	10,75	10,71	20,30
3	2,30	6,45	0,00	1,95	0,00	28,93	0,30	0,95	8,68	27,60	0,45	2,41	1,94	11,46	17,45	20,11
4	2,30	6,75	0,00	1,95	0,00	30,27	0,40	0,92	12,11	27,75	0,45	2,51	2,03	11,49	24,35	20,11
5	2,30	6,75	0,00	1,95	0,00	30,27	0,50	0,87	15,14	26,22	0,45	2,66	2,03	10,80	30,74	20,31
6	2,30	6,39	0,00	1,95	0,00	28,66	0,60	0,80	17,20	22,93	0,45	2,88	1,92	9,38	35,58	20,69
7	2,30	5,55	0,00	1,95	0,00	24,89	0,70	0,71	17,42	17,78	0,45	3,22	1,67	7,19	37,06	21,27
8	2,30	4,25	0,00	1,95	0,00	19,06	0,80	0,60	15,25	11,44	0,00	3,83	1,28	0,00	33,41	21,91
9	2,10	1,51	0,00	1,95	0,00	6,18	0,90	0,44	5,57	2,70	0,45	4,82	0,45	1,00	12,42	22,31
										S					S	S / R
Ks = 1,64										95,25					89,09	8,54

(Annexe D)

Calcul de la stabilité du talus aval**Cas de fin construction****TABLEAU DES DONNEES**

C1 =	1,94	C2 =	0	ph1 =	0,42	a =	0,1
al1 =	1,4406	al2 =	0	ph2 =	-	CL =	57,293

Rayon de glissement R3 = 20.50

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	poids specif 1(t/m3)	poids specif 2(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg (°)	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	Sous pression P (t)	(Gncos-P) *Tg (t)	a*Gnsin * dn (t)	Bras de levier dn (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12,000	13	14	15	16	17
-2	2,21	1,55	0,00	1,95	0,00	6,68	-0,20	0,98	-1,34	6,54	0,45	2,26	0,47	2,72	-2,67	20
-1	2,00	2,23	0,00	1,95	0,00	8,70	-0,10	0,99	-0,87	8,65	0,45	2,01	0,67	3,57	-1,68	19,36
0	2,00	3,17	0,00	1,95	0,00	12,36	0,00	1,00	0,00	12,36	0,45	2,00	0,95	5,10	0,00	18,89
1	2,00	4,10	0,00	1,95	0,00	15,99	0,10	0,99	1,60	15,91	0,45	2,01	1,23	6,56	2,95	18,42
2	2,00	4,82	0,00	1,95	0,00	18,80	0,20	0,98	3,76	18,42	0,45	2,04	1,45	7,58	6,81	18,11
3	2,00	5,33	0,00	1,95	0,00	20,79	0,30	0,95	6,24	19,83	0,45	2,10	1,60	8,14	11,19	17,94
4	2,00	5,61	0,00	1,95	0,00	21,88	0,40	0,92	8,75	20,05	0,45	2,18	1,68	8,20	15,67	17,91
5	2,00	5,64	0,00	1,95	0,00	22,00	0,50	0,87	11,00	19,05	0,45	2,31	1,69	7,75	19,84	18,04
6	2,00	5,39	0,00	1,95	0,00	21,02	0,60	0,80	12,61	16,82	0,45	2,50	1,62	6,79	23,75	18,83
7	2,00	4,78	0,00	1,95	0,00	18,64	0,70	0,71	13,05	13,31	0,45	2,80	1,43	5,30	24,49	18,77
8	2,00	3,74	0,00	1,95	0,00	14,59	0,80	0,60	11,67	8,75	0,00	3,33	1,12	0,00	22,77	19,51
9	2,56	2,26	0,00	1,95	0,00	11,28	0,90	0,44	10,15	4,92	0,45	5,87	0,68	1,89	19,84	19,54
									S						S	S / R
Ks 1,58									76,62						63,59	6,97

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 32
C= 6,9
γl 1,72

r 15

Stabilité pour le cas de fin de construction(amont)

Kss=2,298
Kas=1,202

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1,26	1,56	0	-0,6	0,8	3,5184	-2,111054	2,8147392	7,1783	3,2721	0,57	1,604401	1,56	11,1981	6,38294436	13,12	9,23234
-5	3,28	4,9	0	-0,5	0,86603	28,769	-14,38444	24,914581	7,0684	48,772	0,57	14,20131	4,9	34,6352	19,7420412	13,12	75,4895
-4	3,28	7,72	0	-0,4	0,91652	45,326	-18,13027	41,541657	7,0229	48,458	0,57	23,67874	7,72	54,2168	30,9035692	13,12	118,935
-3	3,28	10,05	0	-0,3	0,95394	59,006	-17,70167	56,287717	7,0684	48,772	0,57	32,084	10,05	71,0374	40,4913294	13,12	154,831
-2	3,28	12,1	0	-0,2	0,9798	71,042	-14,2083	69,60619	7,1783	49,5303	0,57	39,67553	12,1	86,8574	49,5087351	13,12	186,413
-1	3,28	13,68	0	-0,1	0,99499	80,318	-8,031802	79,915417	7,3735	50,8772	0,57	45,55179	13,68	100,869	57,4956036	13,12	210,754
0	3,28	14,46	0	0	1	84,898	0	84,897552	7,6758	52,963	0,57	48,3916	14,46	110,992	63,2654788	13,12	222,771
1	3,28	15,89	0	0,1	0,99499	93,293	9,3293368	92,825729	8,1257	56,0673	0,57	52,91067	15,89	129,117	73,5969026	13,12	244,802
2	3,28	16,43	0	0,2	0,9798	96,464	19,292763	94,514851	8,8015	60,7304	0,57	53,87347	16,43	144,609	82,4269277	13,12	253,121
3	3,28	16,7	0	0,3	0,95394	98,049	29,414712	93,532823	9,8729	68,123	0,57	53,31371	16,7	164,877	93,9801351	13,12	257,281
4	3,28	16,53	0	0,4	0,91652	97,051	38,820374	88,948652	11,799	81,4145	0,57	50,70073	16,53	195,041	111,173242	13,12	254,662
5	3,28	15,96	0	0,5	0,86603	93,704	46,852176	81,150349	3,2721	22,5775	0,57	46,2557	15,96	52,2227	29,7669481	13,12	245,88
6	3,28	14,87	0	0,6	0,8	87,305	52,382846	69,843795	3,2721	22,5775	0,57	39,81096	14,87	48,6561	27,7339924	13,12	229,088
7	3,28	13,11	0	0,7	0,71414	76,971	53,880002	54,968597	3,2659	22,5347	0,57	31,3321	13,11	42,8159	24,4050909	13,12	201,973
8	3,28	10,41	0	0,8	0,6	61,119	48,895354	36,671515	3,2721	22,5775	0,57	20,90276	10,41	34,0626	19,4156598	13,12	160,377
9	2,3	6,11	0	0,9	0,43589	25,155	22,639383	10,964754	3,2721	22,5775	0,57	6,24991	6,11	19,9925	11,3957427	13,12	66,0064

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 30
C= 6,9
γ1 1,79

r 15

**Stabilité pour le cas de fin de construction
(amont)**

Kss=1,595
Kas=1,193

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,4	2,31	0	-0,3	0,95394	14,059	-4,217598	13,411107	7,4535	51,4292	0,57	7,644331	2,31	17,2176	9,81402345	13,12	36,8899
-2	3,37	4,26	0	-0,2	0,9798	25,698	-5,13952	25,178401	7,3504	50,7178	0,57	14,35169	4,26	31,3127	17,8482413	13,12	67,4305
-1	3,37	5,77	0	-0,1	0,99499	34,806	-3,480637	34,631902	7,3659	50,8247	0,57	19,74018	5,77	42,5012	24,2257085	13,12	91,3319
0	3,37	7,08	0	0	1	42,709	0	42,708684	7,6098	52,5076	0,57	24,34395	7,08	53,8774	30,7101089	13,12	112,068
1	3,37	7,87	0	0,1	0,99499	47,474	4,7474201	47,236234	7,9667	54,9702	0,57	26,92465	7,87	62,6979	35,7378195	13,12	124,572
2	3,37	8,45	0	0,2	0,9798	50,973	10,194587	49,943073	8,4034	57,9835	0,57	28,46755	8,45	71,0087	40,4749761	13,12	133,753
3	3,37	8,72	0	0,3	0,95394	52,602	15,780497	50,178782	9,0707	62,5878	0,57	28,60191	8,72	79,0965	45,0850073	13,12	138,027
4	3,37	8,85	0	0,4	0,91652	53,386	21,354342	48,928944	10,164	70,1323	0,57	27,8895	8,85	89,9523	51,2728025	13,12	140,084
5	3,37	7,98	0	0,5	0,86603	48,138	24,068877	41,688518	7,0164	48,4132	0,57	23,76246	7,98	55,9909	31,914797	13,12	126,313
6	3,37	6,91	0	0,6	0,8	41,683	25,009916	33,346554	6,8854	47,5093	0,57	19,00754	6,91	47,5781	27,119525	13,12	109,377
7	3,37	5,11	0	0,7	0,71414	30,825	21,577537	22,013491	6,5248	45,0211	0,57	12,54769	5,11	33,3417	19,004785	13,12	80,8849
8	2,01	2,5	0	0,8	0,6	8,9948	7,1958	5,39685	5,3246	36,7397	0,57	3,076205	2,5	13,3115	7,587555	13,12	23,6022

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 25
C= 6,9
γ1 1,72

r 15

**Stabilité pour le cas de fin de construction
talus amont**

Kss=1,846
Kas=1,173

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,66	2,35	0	-0,3	0,95394	15,31	-4,592934	14,604599	2,3786	16,4123	0,57	8,324622	2,35	5,58971	3,1861347	15	45,9293
-2	3,87	4,62	0	-0,2	0,9798	31,825	-6,365066	31,18233	7,9444	54,8164	0,57	17,77393	4,62	36,7031	20,920783	15	95,476
-1	3,87	6,42	0	-0,1	0,99499	44,225	-4,422481	44,003132	7,8226	53,9759	0,57	25,08179	6,42	50,2211	28,6260224	15	132,674
0	3,87	7,86	0	0	1	54,144	0	54,144396	7,779	53,6751	0,57	30,86231	7,86	61,1429	34,8514758	15	162,433
1	3,87	8,87	0	0,1	0,99499	61,102	6,1101882	60,795605	7,8269	54,0056	0,57	34,65349	8,87	69,4246	39,5720237	15	183,306
2	3,87	9,55	0	0,2	0,9798	65,786	13,157226	64,45698	7,9444	54,8164	0,57	36,74048	9,55	75,869	43,2453414	15	197,358
3	3,87	9,8	0	0,3	0,95394	67,508	20,252484	64,398795	8,1608	56,3095	0,57	36,70731	9,8	79,9758	45,5862288	15	202,525
4	3,87	9,6	0	0,4	0,91652	66,131	26,452224	60,609659	8,496	58,6224	0,57	34,54751	9,6	81,5616	46,490112	15	198,392
5	3,87	8,9	0	0,5	0,86603	61,309	30,65427	53,094753	8,9948	62,0641	0,57	30,26401	8,9	80,0537	45,6306204	15	183,926
6	3,87	7,61	0	0,6	0,8	52,422	31,453348	41,937797	9,6393	66,5112	0,57	23,90454	7,61	73,3551	41,8123916	15	157,267
7	3,87	5,67	0	0,7	0,71414	39,058	27,340853	27,89325	11,039	76,1663	0,57	15,89915	5,67	62,5889	35,6756513	15	117,175
8	2,2	2,42	0	0,8	0,6	9,4767	7,581376	5,686032	11,665	80,4857	0,57	3,241038	2,42	28,2283	16,0901492	15	28,4302

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 26
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
r 13,12

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
(aval)**

Kss=1,91
Kas=1,149

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,72	2,02	0	-0,3	0,95394	10,659	-3,197741	10,168168	2,4409	16,8422	0,57	5,795856	2,02	4,93062	2,81045226	13,12	27,9696
-2	3,35	3,67	0	-0,2	0,9798	23,851	-4,770266	23,369435	4,9821	34,3765	0,57	13,32058	3,67	18,2843	10,422055	13,12	62,5859
-1	3,35	5	0	-0,1	0,99499	32,495	-3,2495	32,332117	5,0073	34,5504	0,57	18,42931	5	25,0365	14,270805	13,12	85,2669
0	3,35	6,09	0	0	1	39,579	0	39,57891	5,0852	35,0879	0,57	22,55998	6,09	30,9689	17,6522548	13,12	103,855
1	3,35	6,29	0	0,1	0,99499	40,879	4,087871	40,673803	5,2235	36,0422	0,57	23,18407	6,29	32,8558	18,7278146	13,12	107,266
2	3,35	7,55	0	0,2	0,9798	49,067	9,81349	48,076086	5,4378	37,5208	0,57	27,40337	7,55	41,0554	23,4015723	13,12	128,753
3	3,35	7,9	0	0,3	0,95394	51,342	15,40263	48,977242	5,7567	39,7212	0,57	27,91703	7,9	45,4779	25,9224201	13,12	134,722
4	3,35	8,02	0	0,4	0,91652	52,122	20,848792	47,770584	6,2357	43,0263	0,57	27,22923	8,02	50,0103	28,505879	13,12	136,768
5	3,35	7,77	0	0,5	0,86603	50,497	25,248615	43,731884	6,9954	48,2683	0,57	24,92717	7,77	54,3543	30,9819271	13,12	132,505
6	3,35	7,22	0	0,6	0,8	46,923	28,153668	37,538224	8,3616	57,695	0,57	21,39679	7,22	60,3708	34,4113286	13,12	123,125
7	3,35	6,17	0	0,7	0,71414	40,099	28,069181	28,636292	3,8586	26,6243	0,57	16,32269	6,17	23,8076	13,5703103	13,12	105,219
8	3,35	4,32	0	0,8	0,6	28,076	22,460544	16,845408	3,36	23,184	0,57	9,601883	4,32	14,5152	8,273664	13,12	8674,71
9	0,85	1,42	0	0,9	0,43589	2,3416	2,107422	1,0206711	2,58	17,802	0,57	0,581783	1,42	3,6636	2,088252	13,12	211,979

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 23.2
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
r 13,12

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
(aval)**

Kss=1,801
Kas=1,058

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2,56	2,2	0,5	-0,5	0,86603	13,409	-6,70464	11,612777	3,991	3,2721	0,57	6,619283	2,7	10,7757	6,142149	13,12	35,186
-4	2,85	3,28	2	-0,4	0,91652	29,193	-11,67725	26,755936	6,6027	45,5586	0,57	15,25088	5,28	34,8623	19,8714859	13,12	76,6027
-3	2,85	4,55	2,97	-0,3	0,95394	41,578	-12,47342	39,66296	6,6561	45,9271	0,57	22,60789	7,52	50,0539	28,530707	13,12	109,101
-2	2,85	5,64	3,78	-0,2	0,9798	52,083	-10,41664	51,030886	6,7596	46,6412	0,57	29,08761	9,42	63,6754	36,2949962	13,12	136,666
-1	2,85	5,51	5,52	-0,1	0,99499	60,985	-6,098487	60,67918	6,9433	47,9088	0,57	34,58713	11,03	76,5846	43,6532214	13,12	160,024
0	2,85	6,76	5,6	0	1	68,338	0	68,33844	7,2279	49,8725	0,57	38,95291	12,36	89,3368	50,9220011	13,12	179,32
1	2,85	7,36	5,4	0,1	0,99499	73,867	7,386744	73,497175	7,6515	52,7954	0,57	41,89339	13,36	102,224	58,2677028	13,12	193,828
2	2,85	9,06	5	0,2	0,9798	77,738	15,547548	76,167119	8,2877	57,1851	0,57	43,41526	14,06	116,525	66,4192853	13,12	203,984
3	2,85	10,38	4,18	0,3	0,95394	80,502	24,150672	76,794243	9,5502	65,8964	0,57	43,77272	14,56	139,051	79,2590198	13,12	211,238
4	2,85	11,43	3,19	0,4	0,91652	80,834	32,333592	74,085566	10,856	74,9036	0,57	42,22877	14,62	158,709	90,464057	13,12	212,108
5	2,85	12,58	1,79	0,5	0,86603	79,452	39,725865	68,807217	7,209	49,7421	0,57	39,22011	14,37	103,593	59,0481981	13,12	208,481
6	2,85	13,69	0	0,6	0,8	75,692	45,415206	60,553608	7,1125	49,0763	0,57	34,51556	13,69	97,3701	55,5009713	13,12	198,616
7	2,85	12,42	0	0,7	0,71414	68,67	48,069126	49,040318	6,964	48,0516	0,57	27,95298	12,42	86,4929	49,3009416	13,12	180,191
8	2,85	10,35	0	0,8	0,6	57,225	45,78012	34,33509	5,122	35,3418	0,57	19,571	10,35	53,0127	30,217239	13,12	150,159

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 20.5
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
r 13,12

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
(aval)**

Kss=1,723
Kas=1,051

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,56	1,81	0	-0,2	0,9798	8,9892	-1,797837	8,8075656	2,344	10,1964	0,57	5,020312	1,81	4,24264	2,4183048	13,12	23,5876
-1	3,6	3,62	0,2	-0,1	0,99499	27,917	-2,791728	27,777343	5,1954	22,6	0,57	15,83309	3,82	19,8464	11,312464	13,12	73,2549
0	3,6	5,05	0,46	0	1	41,33	0	41,33016	5,7224	24,8924	0,57	23,55819	5,51	31,5304	17,9723417	13,12	108,45
1	3,6	5,34	1,47	0,1	0,99499	56,663	5,666328	56,379252	5,7513	25,0182	0,57	32,13617	6,81	39,1664	22,3248212	13,12	148,684
2	3,6	6,87	0,88	0,2	0,9798	59,575	11,914992	58,371301	5,8406	25,4066	0,57	33,27164	7,75	45,2647	25,8008505	13,12	156,325
3	3,6	8,3	0	0,3	0,95394	57,967	17,39016	55,297184	5,9992	26,0965	0,57	31,5194	8,3	49,7934	28,3822152	13,12	152,106
4	3,6	8,46	0	0,4	0,91652	59,085	23,633856	54,151967	6,2448	27,1649	0,57	30,86662	8,46	52,831	30,1136746	13,12	155,038
5	3,6	8,15	0	0,5	0,86603	56,92	28,4598	49,29382	6,6102	28,7544	0,57	28,09748	8,15	53,8731	30,7076841	13,12	149,357
6	3,6	7,24	0	0,6	0,8	50,564	30,338496	40,451328	7,1588	31,1408	0,57	23,05726	7,24	51,8297	29,5429358	13,12	132,68
7	3,6	5,63	0	0,7	0,71414	39,32	27,523944	28,080039	6,1238	26,6385	0,57	16,00562	5,63	34,477	19,6518866	13,12	103,175
8	2,55	3,01	0	0,8	0,6	14,89	11,912376	8,934282	5,3632	23,3299	0,57	5,092541	3,01	16,1432	9,20164224	13,12	39,0726

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 32 r 15
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
γ3 1,94

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

Kss=3,574
Kas=1,507

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,4	2,31	0	-0,3	0,95394	16,101	-4,83021	15,359089	7,4535	51,4292	0,57	8,754681	2,31	17,2176	9,81402345	15	48,3021
-2	3,37	4,26	0	-0,2	0,9798	29,43	-5,886042	28,835599	7,3504	50,7178	0,57	16,43629	4,26	31,3127	17,8482413	15	88,2906
-1	3,37	5,77	0	-0,1	0,99499	39,862	-3,986205	39,662234	7,3659	50,8247	0,57	22,60747	5,77	42,5012	24,2257085	15	119,586
0	3,37	7,08	0	0	1	48,912	0	48,91218	7,6098	52,5076	0,57	27,87994	7,08	53,8774	30,7101089	15	146,737
1	3,37	7,87	0	0,1	0,99499	54,37	5,4369895	54,097362	7,9667	54,9702	0,57	30,8355	7,87	62,6979	35,7378195	15	163,11
2	3,37	8,45	0	0,2	0,9798	58,377	11,675365	57,197374	8,4034	57,9835	0,57	32,6025	8,45	71,0087	40,4749761	15	175,13
3	3,37	8,72	0	0,3	0,95394	60,242	18,072636	57,46732	9,0707	62,5878	0,57	32,75637	8,72	79,0965	45,0850073	15	180,726
4	3,37	8,85	0	0,4	0,91652	61,14	24,45609	56,035942	10,164	70,1323	0,57	31,94049	8,85	89,9523	51,2728025	15	183,421
5	3,37	7,98	0	0,5	0,86603	55,13	27,564915	47,743833	7,0164	48,4132	0,57	27,21398	7,98	55,9909	31,914797	15	165,389
6	3,37	6,91	0	0,6	0,8	47,738	28,642641	38,190188	6,8854	47,5093	0,57	21,76841	6,91	47,5781	27,119525	15	143,213
7	3,37	1,85	3,26	0,7	0,71414	56,616	39,630964	40,431671	6,5248	45,0211	0,57	23,04605	5,11	33,3417	19,004785	15	169,847
8	2,01	0,04	2,46	0,8	0,6	19,894	15,915019	11,936264	5,3246	36,7397	0,57	6,803671	2,5	13,3115	7,587555	15	59,6813

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 30 r 15
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
γ3 1,94

Stabilité pour le cas de vidange rapide(amont)

Kss=2,886
Kas=1,411

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1,26	1,56	0	-0,6	0,8	4,0295	-2,417688	3,223584	7,1783	3,2721	0,57	1,837443	1,56	11,1981	6,38294436	15	12,0884
-5	3,28	4,9	0	-0,5	0,86603	32,948	-16,4738	28,533459	7,0684	48,772	0,57	16,26407	4,9	34,6352	19,7420412	15	98,8428
-4	3,28	7,72	0	-0,4	0,91652	51,909	-20,76371	47,575641	7,0229	48,458	0,57	27,11812	7,72	54,2168	30,9035692	15	155,728
-3	3,28	10,05	0	-0,3	0,95394	67,576	-20,27286	64,463586	7,0684	48,772	0,57	36,74424	10,05	71,0374	40,4913294	15	202,729
-2	3,28	12,1	0	-0,2	0,9798	81,36	-16,27208	79,716586	7,1783	49,5303	0,57	45,43845	12,1	86,8574	49,5087351	15	244,081
-1	3,28	13,68	0	-0,1	0,99499	91,984	-9,198432	91,523243	7,3735	50,8772	0,57	52,16825	13,68	100,869	57,4956036	15	275,953
0	3,28	14,46	0	0	1	97,229	0	97,22904	7,6758	52,963	0,57	55,42055	14,46	110,992	63,2654788	15	291,687
1	3,28	15,89	0	0,1	0,99499	106,84	10,684436	106,3088	8,1257	56,0673	0,57	60,59601	15,89	129,117	73,5969026	15	320,533
2	3,28	16,43	0	0,2	0,9798	110,48	22,095064	108,24327	8,8015	60,7304	0,57	61,69866	16,43	144,609	82,4269277	15	331,426
3	3,28	16,7	0	0,3	0,95394	112,29	33,68724	107,1186	9,8729	68,123	0,57	61,0576	16,7	164,877	93,9801351	15	336,872
4	3,28	16,53	0	0,4	0,91652	111,15	44,459088	101,86857	11,799	81,4145	0,57	58,06508	16,53	195,041	111,173242	15	333,443
5	3,28	15,96	0	0,5	0,86603	107,32	53,65752	92,937551	3,2721	22,5775	0,57	52,9744	15,96	52,2227	29,7669481	15	321,945
6	3,28	14,87	0	0,6	0,8	99,986	59,991528	79,988704	3,2721	22,5775	0,57	45,59356	14,87	48,6561	27,7339924	15	299,958
7	3,28	13,11	0	0,7	0,71414	88,152	61,706148	62,952863	3,2659	22,5347	0,57	35,88313	13,11	42,8159	24,4050909	15	264,455
8	3,28	10,41	0	0,8	0,6	69,997	55,997472	41,998104	3,2721	22,5775	0,57	23,93892	10,41	34,0626	19,4156598	15	209,991
9	2,3	1,34	5,77	0,9	0,43589	28,809	25,927785	12,557399	3,2721	22,5775	0,57	7,157718	6,11	19,9925	11,3957427	15	86,426

(Annexe D)

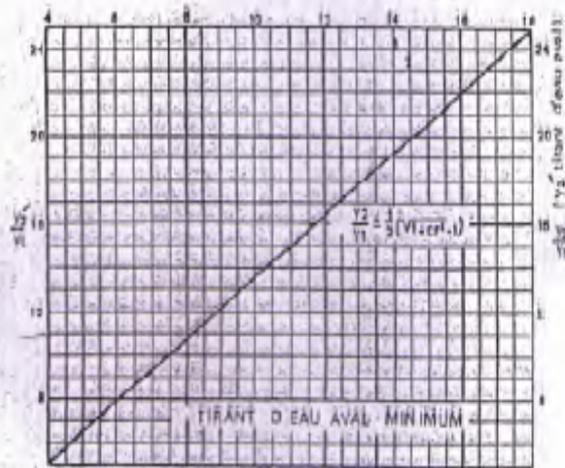
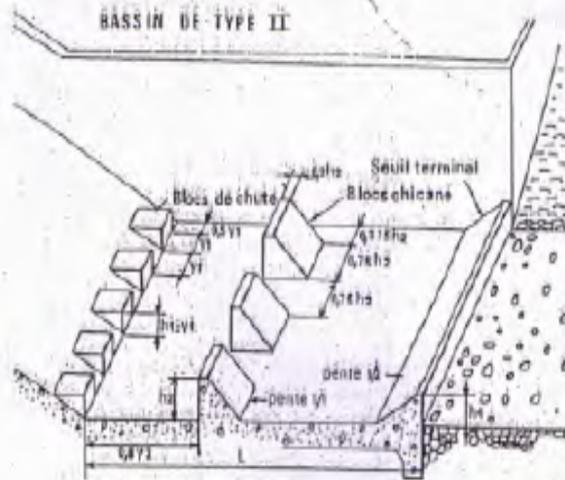
a= 0,2 tangø= 0,57
R 25 r 15
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
γ3 1,94

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

Kss=2,824
Kas=1.323

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,66	1,86	0,49	-0,3	0,95394	21,111	-6,333374	20,138845	2,3786	16,4123	0,57	11,47914	2,35	5,58971	3,1861347	15	63,3337
-2	3,87	3,21	1,41	-0,2	0,9798	47,239	-9,447754	46,284351	7,9444	54,8164	0,57	26,38208	4,62	36,7031	20,920783	15	141,716
-1	3,87	4,42	2	-0,1	0,99499	65,949	-6,594867	65,618098	7,8226	53,9759	0,57	37,40232	6,42	50,2211	28,6260224	15	197,846
0	3,87	5,67	2,19	0	1	78,799	0	78,799392	7,779	53,6751	0,57	44,91565	7,86	61,1429	34,8514758	15	236,398
1	3,87	6,91	1,97	0,1	0,99499	85,161	8,5160511	84,733639	7,8269	54,0056	0,57	48,29817	8,87	69,4246	39,5720237	15	255,482
2	3,87	8,12	1,43	0,2	0,9798	86,501	17,300216	84,753402	7,9444	54,8164	0,57	48,30944	9,55	75,869	43,2453414	15	259,503
3	3,87	9,35	0,45	0,3	0,95394	81,127	24,338043	77,390044	8,1608	56,3095	0,57	44,11233	9,8	79,9758	45,5862288	15	243,38
4	3,87	9,6	0	0,4	0,91652	76,162	30,46464	69,803259	8,496	58,6224	0,57	39,78786	9,6	81,5616	46,490112	15	228,485
5	3,87	8,9	0	0,5	0,86603	70,608	35,304075	61,148452	8,9948	62,0641	0,57	34,85462	8,9	80,0537	45,6306204	15	211,824
6	3,87	7,61	0	0,6	0,8	60,374	36,224361	48,299148	9,6393	66,5112	0,57	27,53051	7,61	73,3551	41,8123916	15	181,122
7	3,87	5,67	0	0,7	0,71414	44,983	31,488062	32,124248	11,039	76,1663	0,57	18,31082	5,67	62,5889	35,6756513	15	134,949
8	2,2	2,42	0	0,8	0,6	10,914	8,73136	6,54852	11,665	80,4857	0,57	3,732656	2,42	28,2283	16,0901492	15	32,7426

ANNEXE J :



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")